

Ueber die ziffermäßige Bestimmung der Härte und über den Fluß spröder Körper*).

Von Friedrich Kiek, k. k. Regierungsrath und o. Professor an der k. k. deutschen technischen Hochschule in Prag.

Die Härte ist ein Jedermann geläufiger Begriff.

Man nennt Dinge hart, welche dem Eindringen einen großen Widerstand entgegensetzen, im Gegensatze zu den weichen Körpern, welche dem Eindringen nur geringen Widerstand leisten.

Dieser Auffassung entsprechend, bezeichnet die Mineralogie diejenigen von zwei Körpern als den härteren, welcher ohne Verletzung in den anderen wenigstens in Etwas einzudringen, ihn zu ritzen vermag.

Die bekannte mineralogische Härteskala: Talk (1), Steinsalz (2), Kalkspath (3), Flußspath (4), Apatit (5), Feldspath (6), Quarz (7), Topas (8), Korund (9), Diamant (10) beginnt mit einem Körper sehr geringer Härte und schreitet zu härteren vor, mit dem härtesten Minerale schließend. Die Härtebezeichnung durch Ziffern ist hier kein Messen der Härte, sondern lediglich eine gekürzte Schreibweise, eine Numerirung. Statt z. B. zu sagen: das Gelbbleierz besitzt annähernd die Härte des Kalkspathes oder Calcits, sagt man, es besitzt Härte 3.

Die mineralogische Härteskala führt die Härtemessung nicht auf eine gemeinsame Einheit zurück, sondern sie ist nur ein Hilfsmittel des Vergleiches, allerdings ein außerordentlich bequemes. Gewiss ist es auch bequem, die Größe von Personen durch die bekannte Größe anderer Personen auszudrücken, z. B. zu sagen: Max ist größer als Moriz, kleiner als Karl, aber hiedurch wurde Max nicht exakt gemessen.

Es ist sehr begreiflich, daß dieser Mangel empfunden wurde und daß man ihm abzuhelpen trachtete. Besonders den Technikern musste es wünschenswerth erscheinen, ein exaktes Maß für Härte zu erlangen, denn viele technisch wichtigen Metalle und Legirungen besitzen eine Härte, welche zwischen jener des Apatits und Quarzes (Nr. 5 und 7) liegt und näherer Bestimmung bedarf.

Es bietet mannigfaches Interesse, die Bemühungen zur Auffindung eines Härtemaßes näher zu betrachten.

Die Herren F. Crace Calvert und Richard Johnson**) drückten einen abgestutzten Stahlkegel (Fig. 1) in das zu untersuchende Materiale und nahmen an, daß die Härte durch den Druck gemessen werden könne, welcher erforderlich ist, diesen Kegel in 30 Minuten auf 3.5 mm Tiefe, von der Endfläche gemessen, in das Probematerial einzupressen.

Dieses Verfahren führte zu folgender Reihe:

	engl.
Roheisen, graues (Staffordshire, kalt geblasen, Nr. 3)	4800
Stahl	4600

	engl.
Stabeisen	4550
Platin	1800
Kupfer, reines	1445
Aluminium	1300
Silber, reines	1000
Zink	880
Gold	800
Kadmium	520
Wismuth	250
Zinn	130
Blei	75

An diese Tabelle knüpften die genannten Autoren die Bemerkung: „diese Tafel zeige eine sonderbare Thatsache, nämlich daß das Roheisen härter ist als alle anderen Metalle, und obgleich wir Legirungen finden, die einen außerordentlichen Härtegrad besitzen, so kommt doch keine dem Roheisen gleich.“

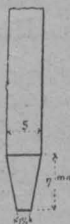
Eigentlich hätten die Versuchsergebnisse die Herren Calvert und Johnson belehren sollen, daß ihre Methode der Härtebestimmung unrichtig ist; doch zu dieser naheliegenden Folgerung gelangten sie nicht, weil sie die Härte und den Widerstand gegen das Eindringen ihres willkürlich gewählten Kegelstutzes für identische Begriffe hielten, identisch daher auch mit den angegebenen Belastungen.

Die beiden Herren begingen den Fehler, eine ungenaue Definition des Begriffes Härte für so maßgebend zu halten, daß sie sich berechtigt glaubten, auf dieser Grundlage eine Härtemessung vorzunehmen.

Die formale Logik muß zu falschen Schlüssen führen, wenn sie von falschen Grundlagen ausgeht; die Wahrheit der Prämissen läßt sich meist oder oft nur dadurch bestimmen, daß ihre logische Folge zu Ergebnissen führt, welche mit der Erfahrung übereinstimmen. Ist dies nicht der Fall, „zeigen sich sonderbare Thatsachen“, dann ist es Pflicht, die Grundlagen zu prüfen, unter deren Annahme die Thatsachen sonderbar erscheinen, welche als Thatsachen der Natur im Grunde genommen nur natürliche sein können. — Hierin liegt der begangene Verstoß in formaler Beziehung.

In sachlicher Beziehung ist an Calvert-Johnson's Verfahren der Härtebestimmung sehr viel auszusetzen. Es führt eine willkürlich gewählte Form des eindringenden Körpers und eine willkürlich gewählte Zeit ein und liefert schließlich Zahlen, welchen jede feststellbare Beziehung zu dieser Form und dieser Zeit mangelt. Calvert-Johnson leisten beim Eindringen des Kegelstutzes in das Probematerial eine gewisse mechanische Arbeit, aber sie messen dieselbe nicht. Und was die Hauptsache ist, die Pressungen sind weit weniger von der „Härte“, als von dem Widerstande der Massentheilen gegen den Fluß abhängig.

Fig. 1.



*) Vortrag, gehalten im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine am 30. November 1889.

**) Poggendorfs Annalen, 108. Bd., S. 575 u. w., mitgeteilt aus Mem. of the Literary and Philosoph. Soc. at Manchester, Vol. XV, 1857—1858.

Wenn ein Knabe sagen würde: Max ist härter als Moriz, denn seine Schläge schmerzen mehr, so beginge er einen ähnlichen Fehlschluß, denn die Schmerz-Empfindung ist weniger von der Härte als von der aufgewendeten mechanischen Arbeit und der Geschwindigkeit des Stoßes abhängig. Ist es ja bekannt, daß man auch durch Flüssigkeiten (z. B. beim Schuß mit Wasserladung) auf mechanischem Wege verletzen kann.

In dem oben angeführten Satze der beiden Autoren ist der zweite Theil: „und obgleich wir Legierungen finden, die einen außerordentlichen Härtegrad besitzen, so kommt doch keine dem Roheisen gleich“ ganz besonders „sonderbar“.

Die Herren haben Bronze nach ihrer Methode untersucht und folgende sehr interessanten Ergebnisse gefunden*):

Nummer	Formel	Bestandtheile in 100		Zur normalen Eindrückung angewendete Belastung in Pfund engl.	Belastung beim Bruch (Zerspringen)	Nachträgliche Anmerkung (des Verfassers)
		Kupfer	Zinn			
1	Cu Sn ₅	9·73	90·27	400	—	weiche Legierungen
2	Cu Sn ₄	11·86	88·14	460	—	
3	Cu Sn ₃	15·21	84·79	500	—	
4	Cu Sn ₂	21·21	78·79	650	—	
5	Cu Sn	34·98	65·02	—	700	spröde Legierungen
6	Cu ₂ Sn	48·17	51·83	—	800	
7	Cu ₃ Sn	61·79	38·21	—	800	
8	Cu ₄ Sn	68·27	31·73	—	1300	
9	Cu ₅ Sn	72·90	27·10	—	1300	harte Legierungen
10	Cu ₁₀ Sn	84·32	15·68	4400	—	
11	Cu ₁₅ Sn	88·97	11·03	3710	—	
12	Cu ₂₀ Sn	91·49	8·51	3070	—	
13	Cu ₂₅ Sn	93·17	6·83	2890	—	

Die Legierungen Nr. 5 bis 9 zersprangen bei sehr geringer, ja Nr. 6 und 7 bei nicht wahrnehmbarer Eindringung der Spitze. Diese Legierungen gaben nach Calvert-Johnson's Methode keine als Härtemaß dienliche Zahl und wurden, wie man nach obigem Satze sieht, so behandelt, als wenn sie nicht vorhanden wären. Die Experimentatoren hätten folgern sollen, daß ihre Methode für spröde Materialien unverwendbar sei; statt dies zu thun, gingen sie darüber hinweg.

Hierin liegt nun der entscheidende, der größte Mangel dieser Härtebestimmungsmethode; ihre Anwendbarkeit ist auf die mehr oder minder bildsamen (hämmerbaren) Materialien beschränkt, bei sehr spröden Körpern läßt sie vollkommen im Stich und bei jenen, welche wie das Gußeisen den spröden Körpern näher als den bildsamen stehen, gibt sie „sonderbare“ Ergebnisse.

Die relative Härtebestimmung der Mineralogie ist sowohl auf spröde, als bildsame Materialien anwendbar und diese allgemeine Anwendbarkeit muß auch von jeder Methode gefordert werden, welche ziffermäßige Resultate liefern soll.

*) Auch Legierungen aus Kupfer und Zinn wurden untersucht und gaben ähnliche Ergebnisse. Legierungen aus 32·7% Kupfer und 67·3% Zinn, 24·6 K. u. 75·4 Z., 19·6 K. u. 80·4 Z. und 16·3 K. u. 83·7 Z. wurden spröde befunden.

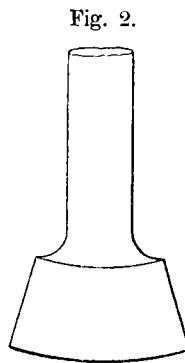
Wenn im Vorstehenden etwas ausführlicher und schärfer Kritik geübt wurde, so geschah dies, weil sich dieselben Mängel noch bei einer Reihe anderer Härtebestimmungsmethoden finden, welche daher ebenso zur Seite gelegt werden müssen.

So suchte Muschenbrock*) die Härte durch die Zahl der Schläge gleichen Arbeitsvermögens zu messen, welche er auf den Kopf eines Meißels zu führen hatte, um eine kleine Barre des zu untersuchenden Materials zu durchschneiden.

Daß man auch hier nur Relativzahlen erhalten kann, ist klar; denn das Arbeitsvermögen pro Schlag, die Meißelform und die Abmessungen des Materialstückes sind willkürlich gewählt. Ebenso ist klar, daß spröde Materialien gar bald zum Bruch gebracht werden, bei einer mit ihrer wahren Härte in keinem Verhältnisse stehenden, sehr kleinen Schlagzahl.

Middeberg und v. Uchatius benützten zur Härtebestimmung einen Meißel. Ersterer wandte nach Martens ruhigen Druck bestimmter Größe, Letzterer einen Schlag bestimmten Arbeitsvermögens an und aus der Größe der erzielten Kerbe wurde ein Schluß auf die Härte des Materials gezogen. Die Kerbe fiel natürlich um so kleiner aus, je größer der Eindringungswiderstand, welchen man als Härte bezeichnete, gewesen. Spröde Materialien wurden diesen Proben nicht unterworfen.

Uchatius setzte einen krummen Meißel mit stumpfer (abgerundeter) Schneide auf eine ebene Platte des zu prüfenden Metalles und ließ ein Gewicht (2 kg) aus bestimmter Höhe (0·25 m) darauf fallen. „Je länger die Kerbe ausfiel, desto weniger hart war das Metall***). Die Meißel, Fig. 2, wurden aus einer Stahlscheibe geschnitten, die sich sehr genau durch Drehen herstellen ließ, und nach gleicher Methode gehärtet. Für relativen Vergleich, in seiner Anwendung lediglich auf mehr minder zähe Metalle, ist diese Probe unbedingt sehr bequem und empfehlenswerth.



Uchatius wußte sehr wohl, daß er durch diese Probe die Härte nicht wirklich ziffermäßig bestimmte, denn die Zahl 10·5 mm, welche die Kerbenlänge bei Geschütz-Stahl betrug, hatte auch für ihn lediglich die Bedeutung einer Relativzahl.

Die Kerbenlänge (Härte) betrug für:

Geschützgußeisen	10·2 mm
Bronze, natürlich	12·5 „
„ gewalzt	10·2 „
Schmiedeeisen, steierisches, in dünnen	
Stäben	10·5 „
Krupp-Stahl	10·5 „
Stahlbronze, nächst der Bohrung . .	10·5 „
„ von der Außenwand . .	12·0 „

*) S. Verh. d. Ver. f. Gewerbeleiß i. Pr. 1882, S. 159 (Citat).

**) „Stahlbronze, Vortrag, gehalten am 10. April 1874 im k. k. Artillerie-Arsenal von Franz R. v. Uchatius, k. k. Artillerie-Oberst.“ Selbstverlag, gedr. b. Karl Gerold.

Natürlich sind die Kerbenlängen von der Meißelform und der Intensität der Schläge abhängig.

Statt eines Meißels benützte v. Kerpeli zur Härtebestimmung einen Kreiskegel und maß statt obiger Kerbenlänge den Durchmesser des Grundkreises des eingedrückten Hohlkegels*).

Alle diese Methoden der Härtebestimmung durch Eindrücken oder Einschlagen — fassen wir sie unter die Bezeichnung der Kerbenmethoden zusammen — besitzen im Wesentlichen jene Mängel, welche bei Besprechung der Methode Calvert-Johnson hervorgehoben wurden.

Eine andere Gruppe von Härtebestimmungsmethoden kann in das Wort Ritzverfahren zusammengefaßt werden.

Das Ritzverfahren, welches die Mineralogie anwendet, beabsichtigt nur relative Härtebestimmungen, und dieses Verfahren wird seiner Einfachheit wegen in aller Zukunft Anwendung finden.

Es gibt aber auch Ritzverfahren, welche absolute Härtebestimmungen zu sein vorgeben, es aber thatsächlich nicht sind, wie zu erweisen ist. Bei diesen Verfahren**) wird ein bewegter ritzender Körper gegen das Probestück gedrückt und man bestimmt entweder:

1. den Druck, welcher nöthig ist, um für die Wege- oder Zeiteinheit einen bestimmten Theil des Probekörpers fortzuarbeiten; oder

2. den Verlust, den der Körper durch den ritzenden Gegenstand bei bestimmter Belastung in der Wege- oder Zeiteinheit erleidet (hierher gehören Verfahren von Pfaff, Botton, Hauenschild, Bauschinger, Smith, Martens u. A.);

3. den Druck, welcher eben noch ausreicht, um an dem zu untersuchenden Körper eine dem bloßen Auge sichtbare Spur zu hinterlassen, oder eine äußerst feine, mit dem Vergrößerungsglase bestimmte Spur (hierher gehört das Verfahren von Seebeck, Franz, Turner und Martens).

Gegen alle diese Ritzmethoden läßt sich einwenden, daß auch bei ihnen die Härte nicht im strengen Sinne bestimmt wird, weil dieselben, bzw. die ritzenden Körper (Stichel, Diamantspitzen), auf bildsame Körper wesentlich anders einwirken als auf spröde. Bei bildsamen Körpern staucht sich der Span, bei spröden Körpern springen die Spänchen aus. Es tritt dies besonders deutlich bei den hier einzureihenden Methoden der Härtebestimmung durch Schleifen auf, bei welchen unter Umständen bildsame Materialien, z. B. Blei, sich „schlechter schleifen“ als Glas oder Stahl, und dies darum, weil die einzelnen Schleifkörner des Steines das Blei hin- und herschieben, während sie Theilchen der spröden Körper ausreißen und wegführen***).

*) So scheint mir die bezügl. Mittheilung in den Sitzungsberichten des Vereines für Gewerbefleiß in Preußen 1888, S. 42, gemeint zu sein.

**) Sitzungsberichte des Vereines für Gewerbefleiß 1888, S. 43.

***) Der Härtemesser von Behrens kann hier erwähnt werden, er ist eine Bohrvorrichtung (Pract. Mechanics Journal 1868, 3. S., V. 4, pag. 12), durch welche Löcher von 10 mm Durchmesser mittelst eines mit 10 kg belasteten Bohrers erbohrt werden. Als Härtemaß wird die Lochtiefe angesehen, welche bei einer bestimmten Umdrehungszahl erzielt

Die ritzende Wirkung jedes Stichels oder Stiftes ist natürlich abhängig von seiner Form, Härte, Anstellung, Geschwindigkeit und anderen Umständen (Trocken- oder Nassschleifen etc.). Man muss also auch hier völlige Uebereinstimmung der Apparate oder Methoden verlangen, um bei demselben Körper zu gleichen Zahlenangaben für seine Härte zu gelangen; diese Zahlen, welche man aber auf diesem Wege erhält, messen dennoch die Härte nicht, denn bei gleich harten Körpern erhält man dann verschiedene Zahlen, wenn der eine bildsam, der andere spröde ist.

Zinn und Schellack sind bei ca. 25° C. annähernd gleich hart, eine konische Stahlspitze (Kegelwinkel 53°) ritzte bei 10 g Belastung und senkrechter Anstellung das Zinn, den Schellack hingegen nicht. Das bloße Gewicht des Stiftes von 3.3 g brachte allein schon bei Zinn einen Ritz von mehr als $\frac{1}{100}$ mm Breite hervor; bei 26.5 g Belastung betrug die Strichbreite im Zinn ca. 0.037 mm, im Schellack nur 0.022 mm. (Das verwendete Zinnblech aus einer Stanniolfabrik war allerdings etwas weicher wie jenes zur Abscherung verwendete, von welchem später gesprochen wird.)

Den unter 3 zusammengefaßten Methoden hat der Vorsteher der technischen Versuchsanstalt in Charlottenburg, Professor Martens, die meiste Aussicht zugesprochen, die Eigenschaft der Härte richtig zu treffen, und auch selbst einen Vorschlag zur Härtebestimmung auf diesem Wege gemacht. Deshalb seien die Vorschläge Turner's und Martens' kurz besprochen.

Professor Dr. Thom. Turner*) verbindet einen kegelförmig geschliffenen Diamanten mit einem Wagebalken, auf welchem die Verschiebung eines Laufgewichtes gestattet, die Pressung des Diamanten gegen den zu untersuchenden Körper leicht zu verändern. Letzterer wird von Hand aus unter der Diamantspitze hinbewegt. Man zieht Strich neben Strich, indem man so lange die Belastung des Stichels vermindert, bis die Striche dem Auge verschwinden; hierauf wird umgekehrt noch sorgfältiger vorgegangen, bis die ersten Striche sichtbar werden. Die Belastung in diesem Augenblicke soll die Härte angeben.

Professor Martens ist der Ansicht, das jene Fehlerquelle, welche in der verschiedenen Schärfe des menschlichen Auges liegt, behoben werden solle, und schlägt vor**), als Maß für die Härte diejenige Belastung in Grammen anzunehmen, welche mit einer senkrecht aufgesetzten Diamantspitze konischen Zuschliffes von 90° Spitzenwinkel einen Strich von 0.005 mm ergibt.

Abgesehen davon, daß beide Vorschläge für die rasche Vornahme von Härtebestimmungen, wie sie die Praxis brauchen würde, doch Einiges zu wünschen übrig lassen, sind beide principiell gleich unrichtig.

Wenn Prof. Martens, und dies mit vollem Rechte, sich gegen die unter 1 und 2 angeführten Ritzungsmethoden

werden kann. Dieser u. A. in Seraing benützte Apparat wurde zur Härtebestimmung von Eisenbahnschienen aus Stahl verwendet und gab selbstredend nur Relativzahlen, welche um so kleiner waren, je größer die Härte des Stahles.

*) Proceedings of the Birmingham Philosophical Society. Sitzungsberichte des V. f. Gew. i. Pr. 1888, S. 44.

**) Sitzungsberichte des Vereines für Gewerbefleiß 1889, S. 198.

zur Härtebestimmung wendet, so kann er die seinige und jene Turner's nicht für richtig erklären, denn dem Wesen nach ist es ganz gleichgiltig, ob grobe oder feine Furchen gezogen werden. Die Furchen, welche der Ackersmann in den Boden zieht, erscheinen von der Bergeshöhe auch als feine Linien, wenn sie dem Auge nicht ganz verschwinden; und die Ritze von 0.005 mm werden bei 100.000facher Vergrößerung schon zu Straßengräben.

Worin liegt es nun, daß Turner und Martens ihre Härtebestimmungsmethoden für genau halten konnten? Hierauf dürfte die Abhandlung des Herrn Dr. H. Herz „über die Berührung fester elastischer Körper und über Härte“ (Verhandlungen d. Ver. f. Bef. d. Gewerbeleißes 1882, S. 449 bis 463), welche volles Interesse beansprucht, wenn sie auch zu keinen gut verwendbaren Ergebnissen führt, Antwort geben.

Dr. Herz definirt „die Härte als die Festigkeit, welche ein Körper derjenigen Deformation entgegensetzt, die einer Berührung mit kreisförmiger Druckfläche entspricht“.

Nach ihm wird ferner „die Härte eines Körpers gemessen durch den Normaldruck auf die Flächeneinheit, welcher im Mittelpunkt einer kreisförmigen Druckfläche herrschen muss, damit in einem Punkte des Körpers die Spannungen eben die Elastizitätsgrenze erreichen“.

Turner läßt die Linien für das Auge verschwinden, Martens zieht sie sehr fein und misst mit dem Mikroskop, Beide suchen der theoretischen Bedingung — nur in einem Punkte des Körpers die Elastizitätsgrenze zu überschreiten — thunlichst nahezukommen.

Dabei aber gehen sie fehl, denn der Herz'schen Bedingung ist doch nicht entsprochen, die Druckfläche ist kein Kreis und nicht bloß im Mittelpunkt der Druckfläche findet die Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze statt.

Der Herz'schen hoch theoretischen Entwicklung liegen Annahmen zu Grunde (ja selbst S. 461 finden sich solche), gegen welche ich mich ungläubig verhalte, und es sei mir gestattet, nur so weit seine weiteren Ausführungen hier aufzunehmen, als sie mir einwurfsfrei und sehr beachtenswerth erscheinen und auch die praktische Verwerthung seiner Untersuchungen betreffen.

Dr. Herz begründet, daß zur Bestimmung der Härte eines Materials bei Anwendung seiner Methode ein anderes Material überhaupt nicht nöthig ist und bezeichnet dies als den Umstand, welcher berechtigt, die beantragte Messungsmethode als eine absolute zu bezeichnen.

Ferner stellt Dr. Herz die Forderung auf, daß die Ordnung, in welche eine richtige Härtemessung die Körper nach der Härte bringt, übereinstimme mit der mineralogischen Härteskala. Um das Zutreffen dieser Forderung bei seiner Methode zu erweisen, denkt er sich zwei Körper verschiedenen Materials und verschiedener Härte aneinandergedrückt. Die Druckfläche sei ein Kreis. Läßt man nun den Druck allmähig wachsen, bis der Normaldruck im Mittelpunkte die Elastizitätsgrenze des weniger harten Körpers überschreitet, so wird dieser eine dauernde Einsenkung erfahren, während der härtere Körper nicht über seine Elastizitätsgrenze beansprucht ist. Verschiebt

man nun die Körper mit passendem Drucke übereinander, so kann im weicheren Körper eine Reihe dauernder Eindrückte hervorgebracht werden, während der härtere Körper intakt bleibt. „Ist der letztere eine Spitze, so können wir diesen Vorgang beschreiben als ein Geritztwerden des weicheren Körpers durch den härteren und es fällt sonach unsere Härteskala mit der mineralogischen zusammen.“

Diese Schlußfolgerung scheint mir eine recht hübsche Erklärung für die Thatsache zu sein, daß man auch mit einer stumpfen Spitze, z. B. kugelförmigen Endfläche eines harten Körpers, einem minder harten eine Längskerbe beibringen, bezw. ihn „ritzen“ kann, und sie beweist auch, aber nur in Verbindung mit dem von Dr. Herz über die Berührung fester elastischer Körper früher Gesagten, auf gewissen Annahmen aufgebaut, daß seine Härtebestimmung mit der mineralogischen Härteskala nicht im Widerspruche steht. Dadurch wächst allerdings die Wahrscheinlichkeit ihrer Richtigkeit. Eine andere Frage ist der Gebrauchswerth.

Die Herz'sche Formel für die Härte lautet:

$$H = \frac{2}{\pi} \sqrt[3]{\frac{3p(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{12} + \varepsilon_{21} + \varepsilon_{22})^2}{(\delta_1 + \delta_2)^2}}$$

in welcher ε_{11} und ε_{12} die reziproken Hauptkrümmungsradien des ersten Körpers bedeuten, ε_{21} und ε_{22} jene des zweiten Körpers. δ_1 und δ_2 sind gegeben durch $\delta = \frac{2(1 + \Theta)}{K(1 + 2\Theta)}$

wobei K und Θ die Elastizitätskoeffizienten in der Kirchhoff'schen Bezeichnungsweise sind, und δ_1 für den einen Körper entspricht dessen Werthen K_1 und Θ_1 , δ_2 für den zweiten dem K_2 und Θ_2 . Ferner ist p der Gesamtdruck.

Man ersieht, daß die Formel ziemlich einfach ist; dennoch ist die experimentelle Verwerthung überaus schwierig, denn es müssen nicht nur Krümmungsradien und Elastizitätskoeffizienten bekannt sein oder bestimmt werden, sondern es soll jener Druck p ermittelt werden, welcher die Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze nur in einem Punkte zur Folge hat.

Das ist nun wohl nie genau erzielbar.

Herz selbst hat jener Abhandlung auch nur die Versuchsergebnisse für Glas angefügt, wonach die Härte von Spiegelglas 130 bis 140 kg/mm², jene zweier Glaskugeln 150 und jene zweier dünner Glasstäbe 180 bis 200 kg/mm² betrug. Herz sagt, daß sich die erste Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze beim Glase in einem kreisförmigen Sprunge, der in der Oberfläche am Rande der Druckellipse entsteht, kundgibt; er sagt ferner, daß dieselbe Versuchsanordnung ziemlich beträchtliche Abweichungen der einzelnen Resultate gab, er schweigt jedoch darüber ganz, ob und wie seine Methode auf die hämmerbaren Metalle und andere ähnliche Materialgruppen anwendbar sei, und dies wahrscheinlich deshalb, weil bei diesen Körpern der Beginn der Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze im Druckmittelpunkte noch weniger feststellbar ist. Daher dürfte wohl der Schluß gerechtfertigt sein, daß diese Härtebestimmungsmethode als unpraktisch abgelehnt werden muß.

Indem ich nun von meiner Methode der Härtemessung zu sprechen beginne, soll dies in der Absicht geschehen,

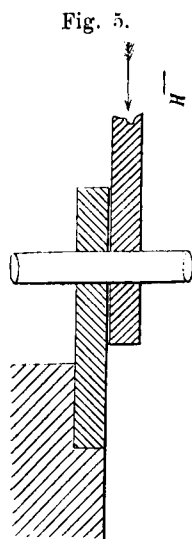
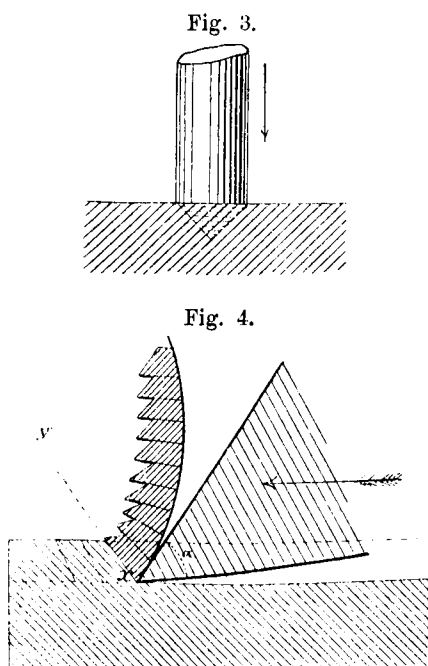
hiebei nicht minder kritisch vorzugehen als bei den bisher berührten Verfahren.

Ich behaupte, daß die Härte proportional der Scherfestigkeit ist, daß also die Härte durch die Scherfestigkeit gemessen werden kann; ja daß man sagen darf: Härte ist Scherfestigkeit.

Zur Vermuthung, daß die Härte mit der Scherfestigkeit in irgend welchem sehr nahen Zusammenhange stehen müsse, wurde ich durch nachstehend Betrachtungen geführt:

1. Drückt man in einen Körper einen zweiten mit kreisförmiger Endfläche ein, so baut sich unter derselben, d. i. unter der Druckfläche, ein Materialkegel auf, welcher an seiner Mantelfläche jene Rutsch- oder Gleitfläche entstehen läßt, an welcher bei bildsamem Materiale die Krümmung der Schichtenlinien, bei sprödem Materiale der Bruch erfolgt. An dieser Kegelfläche findet eine Verschiebung, ein Gleiten oder Abscheren statt und ein wesentlicher Theil des Widerstandes gegen das Eindringen der Druckfläche ist als Widerstand gegen Schub an jener Kegelfläche aufzufassen (Fig. 3).

2. Die Art der Spanbildung, wie sie bei feinkörnigen, wenig bildsamem Metallen oft mit wunderbarer Regelmäßig-



keit wahrgenommen werden kann, hat Thima zuerst untersucht und gefunden, daß die gezahnte Beschaffenheit der Späne dadurch zu erklären sei, daß nach einem Stauchen des Spanmaterials, welches sich unmittelbar vor der Druckfläche des Werkzeuges befindet, ein Abrutschen desselben über eine Gleitfläche xy eintritt. Bis zu diesem Abschieben steigert sich der Widerstand (vergl. Fig. 4). Es ist also auch hier ein Gleiten, ein Schubwiderstand, bezw. Abscherungswiderstand besonders maßgebend.

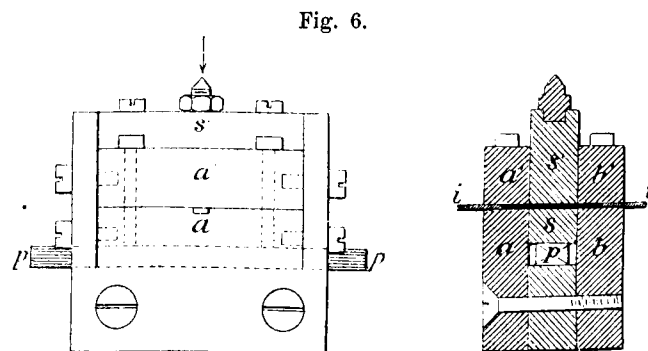
Der Widerstand gegen das Abschieben von Materialtheilchen muss daher auch beim Ritzen von besonderer Bedeutung sein.

Diese Erwägungen veranlaßten mich zu der Vermuthung, daß Härte und Scherfestigkeit gleichbedeutend seien, und es galt nun, diese Vermuthung durch Versuche zu stützen oder zu widerlegen.

Im Jahre 1886 versuchte ich eine Reihe von Materialien auf ihren Abscherungswiderstand in der Weise, daß ich kleine Materialcylinder herstellte, dieselben in die zusammenfallenden Bohrungen zweier Stahlplatten einführte und nun die Platten gegen einander verschob (Fig. 5).

Trotz des genauesten Einpassens der Versuchsstücke in die Bohrungen und obwohl sich die Platten dicht aneinander hinbewegten, mißlang es bei allen versuchten spröden Materialien, als: Fraueneis, Talk, Bernstein, Marmor, Speckstein, vollständig, reine Scherflächen zu erhalten. Es wurden diese Materialien nicht abgescher, sondern abgebrochen. Ja selbst bei Blei und Zinn, deren Scherfestigkeiten zu ca. 1.1 kg/mm^2 und 1.8 kg/mm^2 gefunden wurden*), war keine völlig reine, zur Achse des Versuchsstückes normale Scherfläche erzielt worden, sondern die Versuchsstücke zeigten sich sehr merklich gequetscht, die Schnittfläche war ein zur Achse des Materialcylinders etwas schräg stehendes Oval.

Diesen Versuchen konnte daher keine andere Bedeutung beigelegt werden als die, daß durch die angewendeten Mittel eine reine Abscherung nicht erzielt werden kann. Die Versuchsstücke waren bei der gebrauchten Vorrichtung weder vor dem Fluß der Massentheilechen, noch vor der Biegung genügend geschützt; eine richtige Schervorrichtung muß die Theile der Versuchsstücke in kräftiger,



allseitiger Umschließung halten, daß sie nach keiner Seite irgend auszuweichen vermögen.

Diesen Zweck nun sollte eine Vorrichtung erfüllen, welche Fig. 6 in halber Naturgröße darstellt. Zwischen den Wänden $a a^1$ und $b b^1$ läßt sich nach Wegnahme des Prismas p der Schieber $s s^1$ lothrecht herabdrücken. Ist das Prisma p eingesetzt, so fällt eine in a , b und s angebrachte Querruthe von rund 1 mm Höhe und 2 mm Breite so zusammen, wie dies der Mittelschnitt darstellt. In diese Querruthe wird das abzuscherende Stück, welches als dicke schwarze Linie dargestellt ist, eingebracht. Nach Aufschrauben der Theile a^1 , b^1 und s^1 und Einsetzen der kleinen Stahlprismen $i i$ in den freigebiebenen Theil der Ruthe, endlich nach Entfernung des Prismas p kann der Abscherungsversuch durchgeführt werden.

Dieser einfache Apparat besitzt trotz der Genauigkeit seiner Herstellung für den Gebrauch mehrfache Uebel-

*) Die Zahlen 1.1 und 1.8 sind aus dem zum Schneiden erforderlichen Gesamtdrucke, dividirt durch den Querschnitt des Loches der Schneidplatten, bestimmt, die eigentliche ovale Schnittfläche war jedoch kleiner, daher jene Zahlen kleiner sein müssen als die wirkliche Scherfestigkeit.

stände, welche nur durch äußerste Vorsicht in der Benutzung desselben unschädlich gemacht werden können und die ihren Grund in der Schraubenverbindung der Theile (ohne Paßstifte oder dergl.) haben; auch ist es selbstredend nichts weniger als leicht, Versuchsstücke in solcher Genauigkeit herzustellen, daß die erwähnte Querrfurche vollkommen vom Versuchsmateriale ausgefüllt wird. Diese letztere Schwierigkeit umging ich zunächst durch die Wahl zweier Versuchskörper von solcher Eigenschaft, daß es leicht fällt, die Nuth vollkommen zu füllen. Diese beiden, sonst sehr heterogenen Körper haben zudem die wichtige Eigenschaft, bei der Temperatur von ca. 25° C. nahezu gleich hart zu sein, der eine Körper ist ein sprödes Materiale, der Schellack, welcher aber, gegen 100° erwärmt, bildsam, bezw. sehr zähflüssig wird, der zweite Körper ist gehämmertes Zinn.

Um die erwähnte Quernuth mit dem abzuschерenden Materiale vollkommen bis zu den kleinen Prismen *i i* auszufüllen, wurden bei Zinn die vorbereiteten kleinen Prismen etwas höher als die Tiefe der Nuth ausgeführt und mit einer Punze eingetrieben, das noch vorstehende Material durch einen Schaber vorsichtig entfernt. Beim Schellack wurde der Apparat nach Entfernung der Theile *a¹*, *b¹* und *s¹* in und an der Nuth sorgfältigst von jedem durch Berührung hingebachten Fetttheilchen befreit und in einem Luftbade mit Wassermantel auf nahe 100° erwärmt. Der ebenso erwärmte und dadurch weiche Schellack wurde hierauf mit einem erwärmten Stahle in die Nuth eingestrichen. Nach dem Erkalten wurden die vorstehenden Schellacktheile vorsichtig durch Schaben entfernt und hierauf der Apparat durch Aufsetzen der oberen Stücke, endlich Ausziehen des Prismas *p* in dem zum Versuche geeigneten Zustand gebracht.

Der Versuch ergab die Gleichheit des Abscherwiderstandes von Zinn und Schellack, und zwar für den Quadratmillimeter 2.5 oder 2.7 *kg* bei ca. 25° C.

Würden Härte und Scherfestigkeit zwei von einander unabhängige Eigenschaften sein, dann könnte jene Uebereinstimmung nur entweder Zufall oder Irrthum sein. Letzterer scheint mir ausgeschlossen, ersterer ist gewiß ausgeschlossen.

Zufall ist ausgeschlossen, weil Blei, Zinn, Kupfer und Eisen der Reihe nach sowohl größere Härte als größere Scherfestigkeit haben; für diese Materialien stimmt also die Annahme eines Zusammenhanges zwischen Härte und Scherfestigkeit.

Nun suchte ich zwei Körper verschieden gearteter Natur und doch gleicher Härte, fand zwei solche Körper im Zinn und Schellack; der eine bildsam (hämmerbar), der andere spröde, der eine ein Metall, der andere ein Harz, und diese beiden Körper weisen gleiche Scherfestigkeit auf. Kann dies Zufall sein?

Fragen wir nun, ob die Anforderungen, welche Dr. Herz an eine exakte Härtebestimmung stellt, von meiner Methode erfüllt werden.

Es bedarf strenge genommen auch hier keines andern Körpers als den auf seine Härte zu prüfenden, um die Probe durchzuführen; denn für die Härtebestimmung

des Zinnes könnte obiger Apparat aus Zinn, für jene des Quarzes aus Quarz u. s. w. bestehen. Bedingung ist nur, daß das Material des Apparates an Härte jenem des zu prüfenden mindestens gleich ist.

Mit Bezug auf das über die Bildung von Spänen Gesagte muß die Ordnung, in welche man die Körper mit Rücksicht auf die Scherfestigkeit bringen kann, übereinstimmen mit der Härteskala der Mineralogen.

Endlich ist auch bei unserer Härtebestimmung jede Formänderung, welche die Wirkung anderer Festigkeiten wachrufen könnte, ausgeschlossen. Bei dem reinen Abscherungsvorgange wächst der Druck, bis die Elastizitätsgrenze auf der ganzen Scherfläche gleichzeitig überschritten wird; dann erfolgt das Abscheren plötzlich. Wenn man die Bewegung des Scherbackens durch geeignete Begrenzung seines Weges hemmt, so daß nur

Fig. 7.



eine Verrückung der Theile gegen einander erfolgt (Fig. 7), so bedarf es nur einer wesentlich kleineren Kraft, um den Scherwiderstand der jetzt auch wesentlich kleineren Scherfläche *m n*

zu überwinden. (Bei Blei versucht.)

Der Maximalwiderstand für das Abscheren tritt an der Elastizitätsgrenze auf, dieser Widerstand wird gemessen. Es treffen also alle wesentlichen Bedingungen des Herrn Dr. Herz thatsächlich zu.

Und nun gelange ich zum letzten und, wie ich glaube, entscheidendsten Grunde für die Richtigkeit der Behauptung, daß die Härte der Scherfestigkeit proportional ist.

Wenn es möglich sein soll, bildsame und spröde Materialien so vollkommen zu umschließen, daß bei ihnen thatsächlich reine Abscherung erreichbar ist, so müssen dieselben in der Umschließung einer Pressung unterworfen sein, welche die Verschiedenartigkeit der Natur dieser Körper gleichsam aufhebt. Prof. Alb. Heim war der Erste, welcher aus deformirten Versteinerungen schon vor 1878*) den Schluß zog, daß manche Gebirgsarten unter dem hohen Drucke der darauf lastenden Schichten eine Formänderung erlitten, als wären es bildsame Materialien.

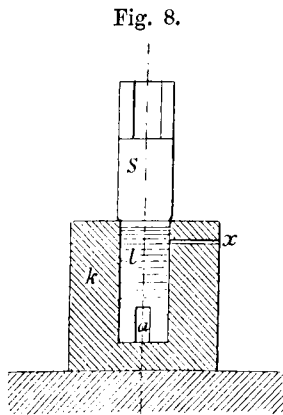
Später vereinigte Walter Spring verschiedene Pulver spröder Körper unter hohem Drucke zu festen Massen und ich machte den Versuch, Marmor in genau passender Eisenhülle zu deformiren**). In neuester Zeit erst gelang es mir experimentell nachzuweisen, daß spröde Körper unter allseitigem hohem Drucke bildsam werden***), und zwar bog und deformirte ich durch Druck in Umhüllungen von Schellack, Stearin und Schwefel, welche ihrerseits wieder in Eisenrohre oder in Kupferrohre eingeschlossen waren, verschiedene spröde Körper, als: Talk, Steinsalz, Marienglas und Calcit; ja es gelang, bereits das Steinsalz gleich einem bildsamen Körper zu deformiren, wenn dasselbe unter Mineralöl einem allseitigen hohen Drucke ausgesetzt war.

*) Albert Heim: Untersuchungen über den Mechanismus der Gebirgsbildung. Basel 1878.

**) K i c k: Das Gesetz der proportionalen Widerstände. Leipzig 1885.

***) Technische Blätter 1889, 3. Heft.

Das Versuchsstück, ein Steinsalzspaltstück α , wurde, wie Fig. 8 zeigt, in die Bohrung eines Kupferklötzchens eingesetzt, die Bohrung l mit Mineralöl gefüllt und der Stempel S eingedrückt. Zuvörderst trat die Flüssigkeit durch das Seitenloch x aus, bis der Stempel dasselbe verschloß. Hierauf kam die Flüssigkeit unter allmählig wachsenden Druck, entsprechend dem Widerstande der Wände gegen die notwendig eintretende Erweiterung des Bohrungsquerschnittes, und diesem allseitigen Drucke musste auch das Versuchsstück ausgesetzt sein, als beim weiteren Eindringen des Stempels die Unterfläche desselben auf das Versuchsstück einzuwirken begann und des Weiteren zusammendrückend einwirkte. Das Steinsalzspaltstück wurde hiebei wie eine bildsame Masse von 8.1 mm Höhe auf 5.3 mm zusammengedrückt.



Nachdem durch diese Versuche vollkommen erwiesen ist, daß spröde Materialien unter genügend hohem, allseitigem Drucke, beziehungsweise in vollkommener Umhüllung bildsam werden; so müssen sich, entsprechend vollkommen umhüllt, auch die bildsamen und die spröden Körper bei der Abscherung ganz gleichartig verhalten.

Es kann daher nicht Wunder nehmen, daß ich bei dem so spröden Schellack auch eine glatte Scherfläche erhalten konnte; es kann nicht Wunder nehmen, daß reine Abscherung bei dem nahe gleich harten Schellack und Zinn die gleichen oder doch nahe gleichen Zahlen lieferte.

Nun gelange ich aber zu dem Einwurfe, welchen man vom praktischen Standpunkte meiner Härtebestimmungsmethode machen kann. Man kann sagen, daß es außerordentlich schwierig und umständlich ist, das abzu-

scherende Materiale so vollständig zu umschließen, daß wirklich reine Abscherung erzielt wird.

Allerdings wäre die Methode unpraktisch, wenn es nicht gelänge, einen Abscherapparat zu konstruieren, welcher sich leichter gebrauchen ließe, wie der oben beschriebene.

Hieran aber zweifle ich nicht. Führt man statt der Parallelbewegung die Drehbewegung, statt des prismatischen Hohlraumes einen konischen ein, weil sich dazu das gleichfalls konische Versuchsstück ziemlich leicht passend schleifen läßt, dann wird sich die Sache auch für die Praxis eignen.

Und nun sei mir zum Schlusse noch gestattet, einige Bemerkungen über die Begriffe spröde und zäh beizufügen. Nachdem die spröden Körper, unter hohen Druck gesetzt, bildsam werden, so entsteht zunächst die Frage nach der Höhe dieses Druckes; jedenfalls wird derselbe verschieden sein, denn die Körper sind verschieden. Als Maß für den Grad der Sprödigkeit dürfte der Quotient aus dem zur Hervorbringung der Bildsamkeit nöthigen allseitigen spezifischen Drucke durch die Härte (Scherwiderstand per Flächeneinheit) zu betrachten sein, denn härtere Körper desselben Grades der Sprödigkeit werden gewiß eines größeren Druckes bedürfen, um bildsam zu werden.

Unter den bildsamen (knetbaren bis hämmerbaren) Materialien gibt es viele, welche wir zähe Körper nennen. Diese Materialien brauchen zur Bildsamkeit nicht nur keines allseitigen Druckes, sondern sie können als Körper angesehen werden, welche einen allseitigen Zug (negativen Druck) vertragen, ohne die Bildsamkeit einzubüßen. Wäre dieser negative Druck bestimmbar, so würde der Quotient aus ihm und dem spezifischen Scherwiderstande ein Maß der Zähigkeit liefern.

Diese Sätze sind etwas Zukunftsklänge, doch mögen sie Jenem, welcher einen Stein zum Baue der technischen Erkenntnis, an welchem wir Alle arbeiten, auf ungeebener Bahn herbeigetragen hat, gestattet sein.

Der Mansfelder Kupferschiefer-Bergbau *).

Von Franz Ritter von Rzlha, k. k. o. Professor.

I. Bedeutung des Mansfelder Bergbaues.

Etwa 30 km westlich von der Universitätsstadt Halle an der Saale liegen, gegen den Harz hin, Ort und Kloster Mansfeld, nach denen der in Rede stehende, weltberühmte Bergbau benannt ist; dieser bewegt sich zur Zeit auf einem Terrainstreifen von etwa 23 km Länge und 3 bis 4 km Breite, parallel dem nach Westen gekrümmten Ausgehenden des Kupferschieferflötzes, und zwar in der Richtung von Eisleben im Süden über Mansfeld nach Hettstedt im Norden. Das ganze Revier ist durch Eisenbahnen aufgeschlossen. Zunächst liegt es zwischen den zwei Hauptlinien Halle-Eisleben-Nordhausen-Cassel, welche südlich, und Halle-Sandersleben-Halberstadt-Goslar-Kreiensen, welche nördlich des Harzes dahinziehen. Diese beiden Bahnen sind im Be-

reiche des Bergwerksterrains transversal verbunden, indem eine Linie Eisleben-Mansfeld-Hettstedt-Sandersleben besteht. Endlich besitzt die Gewerkschaft entlang ihres ganzen Bergwerksterrains für interne Kommunikationen eine eigene, schmalspurige Grubenbahn, welche von Schacht zu Schacht und von Hütte zu Hütte führt und sich an das Netz der genannten öffentlichen Eisenbahnen in entsprechender Weise anschließt.

Dieser Mansfeld'sche Bergbau hat nach mehreren Richtungen hin eine ganz außergewöhnliche Bedeutung.

1. In geschichtlicher Beziehung *).

Nach der Spangenbergischen Chronik von Mansfeld soll der Bergbau zur Zeit Philipps von Schwaben im Jahre

*) Johann Mathesius Sarepta, 1562, pag. C.

Cyriacus Spangenberg, Mansfeld'sche Chronik, 1572.

Franke, Historie der Grafschaft Mansfeld, 1723.

*) Vortrag, gehalten im österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereine am 9. November 1889.

1199 bei Hettstedt eröffnet worden sein; es wird jedoch gemuthmaßt, daß er älter sei, weil schon bei dem Jahre 1215 von einer Belehnung durch Kaiser Friedrich II. an die Grafen von Mansfeld die Rede ist. Weitere Belehnungen an dieses Geschlecht sollen 1325 durch Ludwig IV. stattgefunden haben; die Belehnung durch Kaiser Karl IV. im Jahre 1364 ist historisch festgestellt. Aus dieser Zeit datirt auch die noch heute bekannte kaiserliche Berggrenze, die, bis an die Saale reichend, eine produktive Fläche von mehr als 500 km² einschließt, also schon die damalige hervorragende Bedeutung des Bergbaues dokumentirt. Im XV. Jahrhunderte wurden aus den geförderten Schiefer bereits 20.000 Ctr. Kupfer produziert. Die Grafen von Mansfeld machten infolge der reichen Einnahmen einen großen Aufwand, kamen durch die Reformationskriege und durch ihre Zertheilung in mehrere Linien finanziell herab und geriethen 1570 in Sequestration; dann kam der dreißigjährige Krieg und damit der fast vollständige Verfall des Werkes. Im Jahre 1671 erschien ein Freilassungspatent und gelangte dadurch der Bergbau in vielerlei Hände; diese verschiedenen Gewerke wurden erst 1852 in der Form der gegenwärtigen „Kupferschiefer bauenden Gewerkschaft“ vereinigt, welche 1862 den Bergbau in eigene Regie übernahm; seitdem ist der Betrieb in rapidem Aufschwunge begriffen, denn es wurden

1852	47.734 t (à 1000 kg)
1862	65.078 „
1872	231.198 „
1888	469.716 „

Kupferschiefer gefördert.

Die Geschichte des Mansfeldischen Bergbaues ist jedoch nicht allein wegen der historischen Entwicklung der Produktion, sondern auch noch aus zwei anderen Gründen von großem Interesse. Zunächst knüpft sich die Geschichte der Grafen von Mansfeld an diesen Bergbau, also diejenige eines Geschlechtes, welches bis auf den Helden Hoyer, der 1113 im Einzelkampfe fiel, zurückreicht und durch die Gestalten der Grafen Albrecht (1560), Peter (1604) und Ernst (1626) in die protestantischen Kämpfe, beziehentlich in die Geschehnisse des dreißigjährigen Krieges mächtig eingriff.

Dann ist es die Gestalt Luther's, welche mit diesem Bergbau innig verwoben ist; denn Luther wurde zu Eisleben als eines Mansfeldischen Schmelzers Sohn geboren, verlebte seine Jugendzeit inmitten des Kreises der Bergleute, hielt sein Lebelang zu diesem Stande und es ist nicht zu verkennen, daß die protestantische Lehre geradezu durch den Bergmannsstand wesentlich verbreitet wurde; denn sie griff namentlich platz in den Erzrevieren des Harzes, des Erzgebirges, dann in jenen von Böhmen, Salzburg und Kärnten, von Oberungarn und Siebenbürgen und von Schweden und England.

Bruckmann, Unterirdische Schatzkammer, 1727, pag. 667.

J. A. Bieringer, Historische Beschreibung des Mansfeldischen Bergwerkes, 1734.

Cancrinus, Beschreibung der vorzüglichsten Bergwerke, 1767.

Gmelin, Geschichte des deutschen Bergbaues, 1783, pag. 138.

Berggrath Schrader, Der Mansfeldische Kupferschiefer-Bergbau; Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1869, pag. 751.

2. In volkswirtschaftlicher Beziehung.

Auch diese tritt in mehrfacher Hinsicht hervor. Vor Allem in der Position, welche die Gewerkschaft auf dem Kupfermarkte einnimmt. Die Gesamtproduktion der Erde an Kupfer wird pro 1888 mit 5.4 Mill. Ctr. (à 50 kg) angegeben; Mansfeld produzierte im Jahre 1888 aus seinen Schiefer allein 271.580 Ctr., also fast den 20. Theil und immer noch mehr als ganz Oesterreich, dessen Produktion 1887 nur 254.000 Ctr. betrug.

Dann ist die spezielle Bedeutung der Gewerkschaft für den preußischen Staat hervorzuheben; diese kennzeichnet sich generell schon dadurch, daß die Gewerkschaft als solche die größte in Preußen ist; es läßt sich jedoch auch noch das Folgende anführen: Im Jahre 1888 betrugen die gesammten Einnahmen des preußischen Staates 1410 Mill. Mark; der gesammte preußische Bergbau (Kohle, Salz und Erze) besaß einen Förderwerth von 434 Mill. Mark. Wird nun der industrielle Verbrauch, die Verhüttung und die Verarbeitung dieser Förderung in Betracht gezogen, so läßt sich behaupten, daß Preußen ein wesentlich von seinem Bergbau getragener Industriestaat ist. Da nun die im Jahre 1888 geförderten 470.000 t Kupferschiefer einen Produktionswerth von 17 Mill. Mark besaßen, so geht hervor, daß der Mansfeldische Bergbau den preußischen Staat mit etwa dem 25. Theile seines bergmännischen Fundamentes stützt.

Endlich lassen sich drittens die folgenden, wichtigsten wirtschaftlichen Faktoren hervorheben. Die Verhüttung der bergbaulich gewonnenen Schiefer lieferte 1888: 271.580 Ctr. (à 50 kg) Kupfer, 78.696 kg Silber und 332.420 Ctr. Schwefelsäure (50° Bé.); diese Quantitäten repräsentiren einen jährlichen Verkaufswerth von rund 30 Mill. Mark. Die Gewerkschaft beschäftigt gegenwärtig 14.000 Bergleute, 3400 Hüttenleute und sonstige Arbeiter, also 17.400 Mann; einschließlich der Frauen und Kinder dieser Mannschaft leben von dem Werke zur Zeit 52.000 Personen, ohne Hinzurechnung der Beamten (etwa 200 Mann) und ohne deren Angehörige. Die jährlichen Steuern des Werkes betragen rund 1.200.000 Mk.; die Transportkosten, welche die Gewerkschaft an die öffentlichen Eisenbahnen jährlich zu zahlen hat, betragen 2.100.000 Mk.; die Transportquantitäten betragen jährlich etwa 600.000 t; der Aufwand an Dynamit und Pulver macht jährlich an 260.000 kg aus. Die Knappschaftskasse besitzt ein Vermögen von 1.900.000 Mk., hat zur Zeit 950.000 Mk. Einkommen und unterstützt 3000 Invalide, Witwen und Waisen; zu diesem Einkommen zahlt die Gewerkschaft 374.000 Mk. Beisteuer; außerdem leistet sie an separaten Unterstützungen, Zuschüssen für die Schulen u. s. w. alljährlich zwischen 150.000 bis 170.000 Mk.

Zum Zwecke der erleichterten Unterbringung der Arbeiter bestehen 421 Familienwohnungen, 8 Schlafhäuser für 2400 Mann; für die gesundheitliche Pflege sind 20 Aerzte, 2 Spitäler mit 74 Betten und sonstige hygienische Einrichtungen, als: Trinkwasserleitungen, Badeanstalten, zweckmäßige Abfuhr der Fäkalien u. s. w., vorhanden.

3. In technischer Beziehung.

Die technische Bedeutung des Mansfeldischen Bergbaues ist für uns Ingenieure die wichtigste; sie ist eine besonders

hervorragende und gewährt sowohl dem Theoretiker, wie dem Praktiker, insbesondere aber dem Tunnelingenieur Eindrücke von bleibender Haftung, Anregungen in großer Fülle und ergiebigen Lernstoff nach allen bergtechnischen Richtungen.

Zur Charakteristik dessen sei nur Folgendes hervorgehoben:

Die im Laufe der Jahrhunderte getriebenen Wasserstollen haben eine Gesamtlänge von mehr als 100 km. Zur Zeit bestehen auf dem Bergbaue 15 Förderschächte und 13 Wasserhaltungsschächte. Der Bergbau- und der Hüttenbetrieb umfaßt zur Zeit 291 Dampfmaschinen mit 12.028 effektiv. Pferdekraften und 295 Kessel mit 19.260 m² Heizfläche. Oberirdisch existirt eine eigene Bergwerksbahn von 45 km Gesamtlänge.

Außer dieser Bahnanlage besitzt das Werk 2 Drahtseilbahnen. Für die Zwecke der raschen Verständigung bestehen 101 elektrische Signalapparate (Telegraphen und Telephone) mit 76 km Leitungslänge. Die Beleuchtung wird durch elektrische Anlagen mittelst 28 Bogenlichter und 161 Glühlichter (per Lampenstunde 10 bis 17 Pfennige für Bogenlichter, 0.4 bis 0.7 Pfennige für Glühlichter) unterstützt.

In Betreff der Administration dieses Bergbaues ist noch Folgendes zu erwähnen: Die oberste Leitung erfolgt durch die Ober-Berg- und Hütten-Direktion in Eisleben. Die ganze Verwaltung ist in drei Berginspektionen getheilt, welche folgende Reviere umfassen:

Berginspektion I: Das Schafbreiter, Glückauer und Kuxberger Revier.

Berginspektion II: Das Hirschwinkler Revier und die Freieslebener Schächte.

Berginspektion III: Das Stockbacher, Burgörner und das Revier Nr. 31 am Welfsholze.

Die hier gemachten meritorischen Angaben werden genügen, um ein Bild des technischen Umfanges zu skizziren, welchen der Mansfeldische Bergbau besitzt. In der That ist derselbe geradezu als eine hervorragende wissenschaftliche und praktische Schule des deutschen Bergbaues und als ein bedeutsames Studienobjekt für den Tunnelingenieur anzusehen, und zwar aus folgenden Gründen:

a) wegen der historischen Entwicklung der Bergtechnik im Allgemeinen;

b) wegen der ganz eigenthümlichen Schwierigkeiten des Abbaues;

c) wegen der hervorragenden Schwierigkeiten der Schachtbauten;

d) wegen der großartigen und theils eigenthümlichen maschinellen Anlagen für Förderung und Wasserhaltung; endlich

e) wegen der Schule machenden Einrichtung und des bedeutenden Umfanges des maschinellen Gesteinsbohrens.

Aus diesen Gründen hat auch der Mansfeldische Bergbau und Hüttenbetrieb eine markante Stellung in der deutschen Literatur erlangt, und zwar vornehmlich durch die folgend verzeichneten Publikationen:

1. Leuschner, Hüttenbetrieb, XVII. Band der Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen in dem Preussischen Staate, pag. 185.

2. Leuschner, Drahtseilbahn zum Martin-Schacht, XX. Band der Zeitschrift etc., pag. 1.

3. Schrader sen. (Geschichte, Geognosie und Statistik), XVII. Band der Zeitschrift etc., pag. 251.

4. Erdmenger, Bergbau, XIX. Band der Zeitschrift etc., pag. 224.

5. Gedrucktes Manuscript der Mansfelder Gewerkschaft über die Geschichte und über den Bergbau- und Hüttenbetrieb 1881.

6. Gedruckt. Man. d. Mansf. Gewerksch. etc. 1889.

7. Führer zum Hallenser Bergmannstage 1889.

8. Přiborsky im Leobener und Přibramer Jahrbuche 1889.

9. Erläuterungsbericht zur Mansfeldischen Vertretung in der Berliner Ausstellung für Unfallverhütung, Berlin 1889.

10. Schrader jun., Gesteinsbohr-Maschinenbetrieb; Zeitschrift f. d. Berg-, Hütten- u. Salinenwesen etc. 1889.

11. Bestimmung des Kupfergehaltes der Kupferschiefer, Mittheilung der Eislebener Ober-Berg- und Hütten-Direktion etc., XVII. Band derselben Zeitschrift, pag. 341.

12. Bestimmung d. Kupfergeh. etc., XX. Band, pag. 41.

13. Jährliche Geschäftsberichte der Gewerkschaft.

Nach dieser allgemeinen Uebersicht über die Größe und Bedeutung des Mansfeldischen Bergbaues sollen nunmehr dessen einzelne technische Momente auf Grund der vorhandenen Literatur, der empfangenen mündlichen und schriftlichen Erläuterungen, sowie der an Ort und Stelle gemachten Wahrnehmungen insoweit geschildert werden, als dies bei einem so umfangreichen Stoffe innerhalb des Rahmens eines Vortrages überhaupt möglich ist.

II. Die Lagerungsverhältnisse.

Den Gegenstand des Bergbaues bildet ein zwischen sehr festes, geschichtetes Gestein gelagertes, sehr dünnes Flötz, welches aus einem sehr festen, steinharten und bituminösen Schiefer besteht, und welches mit Kupfer und Silber imprägnirt ist. Dieser Kupferschiefer wird geröstet, geschmolzen und das Produkt einem sehr umständlichen, von Leuschner näher geschilderten, mechanischen, thermischen und chemischen Prozesse unterzogen, welcher in Rücksicht auf das Alter des Mansfeldischen Bergbaues so recht die Thatsache vor Augen führt, daß in Europa schon im frühesten Mittelalter die praktische Alchemie auf einer Stufe stand, welche uns Söhne des XIX. Jahrhunderts an Bescheidenheit mahnt und welche den archäologischen Schluß zuläßt, daß schon zur keltischen Zeit wegen des großen Bedarfes von Kupfer zur Bronze eine mitteleuropäische und nordische Kupferproduktion im Gange gewesen sein wird.

Das Kupferschieferflötz erscheint in großer Gleichmäßigkeit, ist muldenförmig gelagert und setzt vom Ausgehenden mit 5° bis 6°, sehr selten über 8° in die Teufe. Störungen, welche Flötzgräben und Flötzrücken bilden, wie auch Verwerfungen sind verhältnismäßig selten. Die Gesamtmächtigkeit des Flötzes beträgt nur 33 bis 55 cm, wovon jedoch nur ein, meist zu unterst liegender Theil von nur 7 bis 13 cm Mächtigkeit erzhältig ist; diese letzteren Schiefer heißen die „gültigen“ Schiefer, oder, wie der Lokalname lautet, die „Minern“*) und enthalten dem Gewichte nach 2% bis 3% Kupfer und $\frac{8}{1000}$ bis $\frac{12}{1000}$ Silber, so daß auf eine Tonne Kupfer 4 bis 6 kg Silber entfallen. In diesen

*) H. Veith, Deutsches Bergwörterbuch, Breslau 1870, pag. 338. Ueberhaupt finden sich im Mansfeldischen bergtechnische Worte vor, welche einer näheren philologischen Studie hochinteressanten Stoff zuführen würden.

„gültigen Schiefen“ lassen sich drei Ablagerungen unterscheiden. Die Bergleute nennen die unterste Lage die feine Lette, auch das Lochen, weil hier der erste Einbruch, das Lochen bei dem Schrämen erfolgt; die mittlere Lage heißt die grobe Lette, oder der Oberkopf (weil er hereingekeilt wird); die oberste Lage heißt die Kammschale, wegen ihrer kammartigen Textur. Die oberen, meist tauben Schiefer zerfallen in den Schieferkopf oder die Lochberge und in die schwarzen Berge oder die Oberberge. Das ganze Flötz gibt demnach das folgende Bild der Ablagerung:

Schwarze Berge (Oberberge)	} 26 bis 42 <i>cm</i> taube Schiefer	} 33 bis 55 <i>cm</i> Flötz
Schieferkopf (Loch- berge)		
Kammschale		
Grobe Lette (Oberkopf)		
Feine Lette (Lochen)		
	7 bis 13 <i>cm</i> gültige Schiefer (Minern)	

Das Flötz gehört der Zechsteinformation an, welche bekanntlich auf dem Roth- und Weißliegenden ruht und von der Buntsandsteingruppe bedeckt wird.

Die gesammte Ablagerung liefert in den tieferen Partien folgendes Bild:

Tagesterrain (190 bis 300 m Seehöhe)	
110 bis 260 m	Buntsandstein (Sandsteine, Schieferthone und Letten).
20 bis 70 m	Gyps (Gyps, Anhydrit, Salzstöcke, unten Asche, Rauhwacke, Stinkstein).
2.5 bis 8.0 m	Zechstein (grauer, dichter, plattenförmiger, sehr fester Kalkstein).
0.75 bis 1.3 m	Fäule (dünnplattiger Kalk).
0.35 m	Dachklotz (regelmäßige Bank von festem, mergeligem Kalksteine).
0.33 bis 0.35 m	Flötz (wovon nur 0.07 bis 0.13 m abbauwürdig ist).
3.00 m	Weißliegendes (weißer, sehr fester, kalkhaltiger Sandstein).
	Rothliegendes (sehr feste Sandsteine, äußerst feste Quarz- und Porphy-Conglomerate, Zwischenlagen von Lettenschiefer).

Das Dachgebirge würde, was seine Gesteinsfestigkeit anbelangt, zwar gutartig zu nennen sein; allein es ist in Wesenheit sehr böse, weil es durch die Auslaugung des Gypses, Anhydrites und namentlich der Salzstöcke von schlauchartigen Hohlräumen, den sogenannten Schlotten durchzogen ist, welche mit Wasser angefüllt sind und die daher zu häufigen, plötzlichen und massigen Ersäufungen der neuen Schachtbaue und der Flötzausrichtungen Veranlassungen geben. Diese großen Wasserquantitäten im Hängenden und die Plötzlichkeit ihrer Einbrüche bilden daher eine ganz außer-

gewöhnliche Schwierigkeit des Mansfeldischen Bergbaues während der Aus- und Vorrichtung der Felder.

III. Die Aus- und Vorrichtung.

Dieselbe besteht in der Herstellung der Wasserstollen, der Schächte und der das Flötz aufschließenden Strecken.

1. Die Wasserstollen.

Die zwei Ausläufer des Harzes an der Süd- und Südostseite desselben lassen drei Flötzzüge unterscheiden, der Sangershausener, der Eisleben-Hcttstedter und der Wiederstedter Zug. Zur Zeit wird nur der mittlere Zug, welcher die sogenannte Mansfelder Mulde bildet, abgebaut. Dieser bewegt sich unter der sogenannten Eislebener Hochebene, welche Seehöhen von 190 bis 300 m aufweist. In diese Ebene sind schroffe Thäler eingerissen, in denen sich zu meist die Wohnorte befinden. Die Thalsohlen wechseln zwischen 71 und 170 m Seehöhe und geben daher Gelegenheit zu einer natürlichen Entwässerung der oberhalb gelegenen Flötzpartien mittelst Wasserstollen. Solche Baue wurden auf dem ganzen Mansfeldischen Gebiete nach den hochinteressanten Studien des Bergrathes Herrn Schrader sen. im Laufe der Jahrhunderte mehr als 20 Stück mit einer Gesamtlänge von mehr als 100 km hergestellt und lassen sich die dafür aufgewendeten Kosten, nach heutigen Preisen, auf mehr als 10 Mill. Mark angeben.

Von diesen Stollen sind im Mansfeldischen Flötzzuge drei von besonderer Wichtigkeit: der im Jahre 1689 angesetzte Froschmühlentollen, welcher schließlich 13.600 m Länge erhielt und bei 97 m Seehöhe im Thale der Mansfelder Seen ausgießt; dann der Zabenstedter Stollen, welcher, 8 m tiefer wie der vorige, im Jahre 1747 angesetzt wurde, schließlich 16.872 m Länge erhielt und im Thale der Schlenze bei Zabenstedt in 96 m Seehöhe ausgießt; endlich der im Jahre 1809 in 24 m Teufe unter den vorigen angesetzte Schlüsselstollen, welcher 1879, also nach 70 Jahren, vollendet wurde, 33.900 m Länge besitzt und in 71 m Seehöhe bei Friedeburg seine salzigen Bergwässer in die Saale ausgießt. Hier mag bemerkt werden, daß der Zabenstedter Stollen pro laufenden Meter im Mittel 87.16 Mk., der Schlüsselstollen 116.67 Mk. gekostet hat und daß der letztere 3 m hoch und 1.85 m breit ist und das äußerst geringe Gefälle von 1:8000 besitzt.

Im Laufe der früheren Jahre hat sich nun der Bergbau immer oberhalb dieser Stollensohlen bewegt; zur Zeit geht er aber schon sehr tief unter der Sohle des Schlüsselstollens um, welcher das ganze Mansfeldische Revier, dem Flötzbereiche entlang, bogenförmig durchzieht. Alle Pumpen der tieferen Flötz-Horizonte, der sogenannten Tiefbaue, gießen auf diese Sohle aus und bildet demnach der Schlüsselstollen die Basis der Mansfeldischen Wasserlösung.

2. Die Disposition der Tiefbauten.

Oertliche Erfahrungen haben dazu geführt, daß die Tiefbaue in Horizonten angelegt werden, welche immer um 30 Lachter = 63 m tiefer unter einander liegen, wie dies das beigedruckte Schema Fig. 1 verdeutlicht; dergestalt sind heute unterhalb des Schlüsselstollens die Tiefbaue I, II, III und IV im Gange, beziehentlich in Ausrichtung be-

griffen und ist eine V. und VI. Tiefbausohle geplant, welch' letztere bis in 480 m Teufe setzen wird.

Einem Flötzfallen von 5 bis 6° entsprechend, wird also durch jeden Tiefbau eine flache Höhe des Flötzes von 700 bis 800 m, im Mittel von 750 m aufgeschlossen.

Eine weitere Erwägung hat dahin geführt, daß man jedem Tiefbau-Förderpunkte ein Feld von je 2000 m rechts und links im Streichen zuweist, wodurch jedes Tiefbaufeld eines und desselben Förderpunktes $2 \cdot 2000 \cdot 750 = 3,000,000 \text{ m}^2$ Flötzfläche zugewiesen erhält. Für die Disposition der Zahl der Felder und deren Vorrichtung zum Abbaue sind folgende allgemeine Erwägungen maßgebend: Der gegenwärtigen Jahresförderung von 470.000 t

Schiefer =

9,400.000 Ctr. (à 50 kg) entsprechend, müssen bei dem Umstande, daß ein Schieferhauer im großen Durchschnitte 6 Ctr. Minern pro 8stündige Schicht aushaut und pro anno etwa 300 Schichten verfährt, $\frac{9,400,000}{300 \cdot 6} = 5222$ Häuer beschäftigt

werden; im Jahre 1888 betrug die Häuerzahl 5593 und die Zahl der verfahrenen Schichten eines Häuers 283; es können also 6000 Häuer kalkuliert werden. Wird jedem Häuer eine Ortalänge am Strebstoße von 4 m zugewiesen, so muß also hier $\frac{6000 \cdot 4}{3} = 8000 \text{ m}$ stetige Gesamtlänge der

Strebstoße durch rechtzeitige Aus- und Vorrichtung des Flötzes vorgesorgt werden. Ein Quadratmeter Flötzfläche liefert erfahrungsgemäß 6 Ctr. Minern; also gelangen alljährlich (bei obiger Förderung) $\frac{9,400,000}{6} = 1,560,000 \text{ m}^2$

Flötz = 156 ha, demnach mehr als die Hälfte der inneren Stadt Wien (283 ha) zum Abbaue.

In Betreff der Strecken, welche alljährlich zur Ausrichtung und Förderung getrieben werden müssen, herrscht die Erfahrung vor, daß auf 50 m² Flötzfläche 1 laufender Meter Strecke zu rechnen ist; also müssen bei obiger Produktion alljährlich $\frac{1,560,000}{50} = 32,000 \text{ m}$ Strecken aus-

gehauen werden; thatsächlich betrug diese Gesamtlänge im Jahre 1888 = 32.160 m, was allein einen Aufwand von 2.78 Mk. pro Tonne Minern verursachte.

Aus diesen Angaben geht deutlich hervor, daß einerseits wegen des ungemein raschen Abbaues des geringmächtigen Flötzes und andererseits wegen des Niederbringens der tiefen Schächte und des Vortriebes der langen Querschläge geradezu die Disposition der Tiefbauten in Bezug auf Zahl, Zeit

und Ausdehnung eine sehr schwierige Angelegenheit ist, welche nicht nur große Erfahrung, Umsicht und Energie, sondern auch forcirende technische Mittel und große, bereitgehaltene Kapitalien erheischt.

3. Methoden des Aufschlusses.

Die ersten Tiefbauanlagen wurden in der Weise aufgeschlossen, daß die Wasserhaltungsschächte den jeweilig tiefsten Punkt am Flötze direkt lösten und Querschläge im Hängenden zur Schlüsselstollensohle führten, wie dies das hier beigedruckte Schema (Fig. 2) zeigt, in welchem die Pfeile die Richtungen der Förderung und des Wasserlaufes andeuten. Diese Disposition

wurde jedoch bald und wesentlich aus zwei Gründen verlassen.

Zunächst bewährte es sich nicht, die Querschläge im Hängenden anzulegen, weil ihnen das Niederbrechen des Gebirges infolge der Herausnahme des Flötzes vom Nach-

Fig. 1. Schema des Aufschlusses.

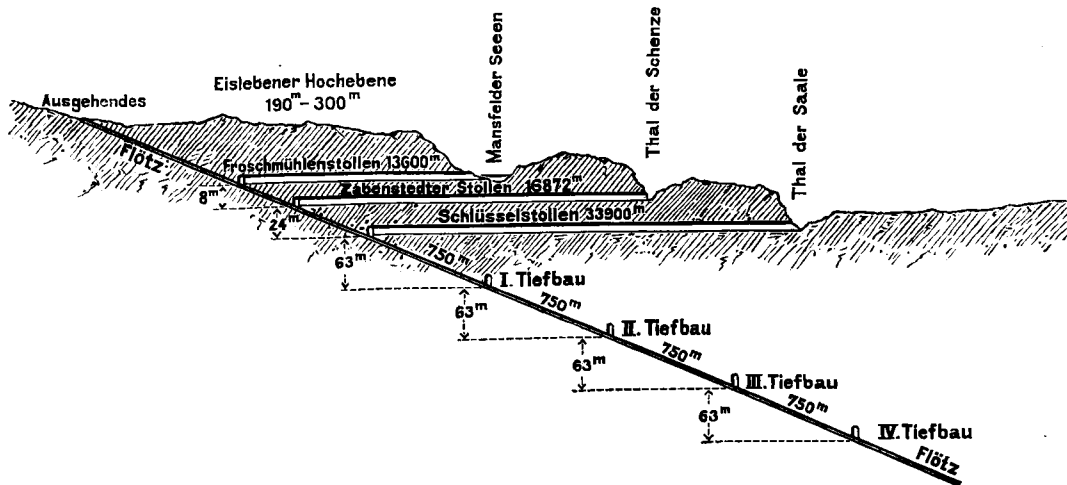
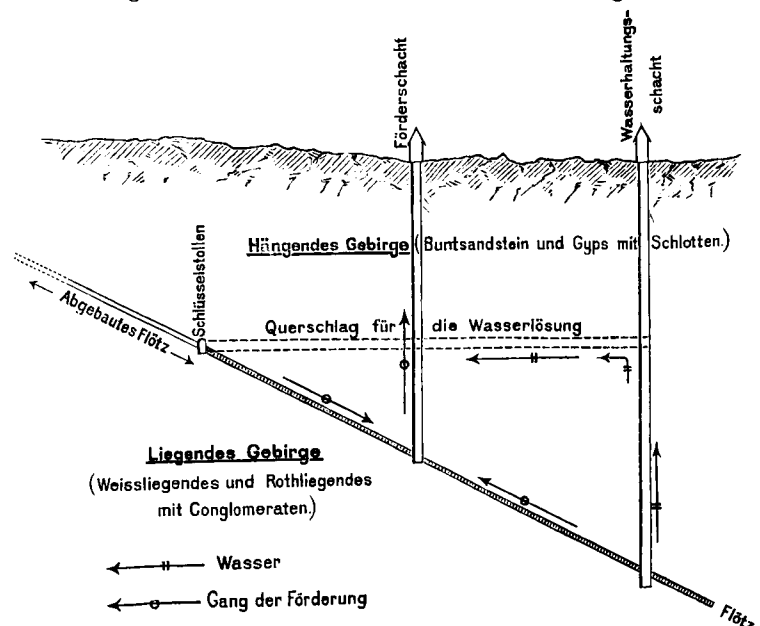


Fig. 2. Schema der alten Methode der Ausrichtung.



theile war, und zweitens weil die Schachtbauten im tiefen, unentwässerten Feld auf ganz außergewöhnliche Schwierigkeiten (Ersäufungen) stoßen. Deshalb wurde die neue Methode eingeführt, welche durch das beigedruckte Schema (Fig. 3) erläutert ist. Nach derselben werden die Schächte für weitere Tiefbausohlen immer in

die Nähe des Schlüsselstollens und immer dicht neben schon bestehende ältere Schächte gestellt oder bestehende Schächte weiter in das Rothliegende geteuft. Hiedurch findet ein frisches Abteufen in schon entwässerten Gebirgen statt und steht dem weiteren Niederteufen im Rothliegenden, welches keine Schlotte enthält und verhältnismäßig trocken ist, keine besondere Schwierigkeit entgegen. Ist man derart vertikal bis zur Seehöhe der beabsichtigten neuen Bausohle vorgedrungen, so wird letztere mit Querschlägen im Liegenden gelöst.

Allerdings hat diese Disposition den Nachtheil, daß lange und zahlreiche Querschläge forciert gebaut und stetig erhalten werden müssen, sowie daß die Förderung lange unterirdische Wege macht (z. B. für die IV. Tiefbausohle schon rund $4.750 = 3000\text{ m}$); allein sie ist im Mansfelderischen

durch die eigenartigen Umstände der enormen Wasserhältigkeit

des Hängenden und des plötzlichen Hervortretens Alles ersäufender Wassermassen aus den unbekannten Schloten (wie dies bei den Segen Gottes-, Niewand- und Clotilde-Schächten traurig erfahren wurde) geboten und hat die nicht zu übersehenden Vortheile, daß alle Schächte gruppenweise bei einander stehen, also administrativ leicht zu übersehen sind, und daß die Förderschächte neuer Tiefbauten immer vortheilhaft in der Nähe der schon bestehenden Bergwerksbahn situirt sind.

4. Die Schächte.

Es ist Prinzip, Förderung und Wasserhaltung in separirten Schächten zu betreiben; hiezu zwingt schon die Einrichtung voluminöser Maschinen und Pumpen. In früheren Zeiten, so lange man oberhalb der Wasserstollen im Felde stand, waren rechteckige Schächte im Gebrauche, gegenwärtig werden alle Schächte, sowohl für Förderung wie für Wasserhaltung, rund gebaut und ausgemauert. Beim Abteufen verwendet man achteckige Zimmerung und mauert stückweise von unten herauf, wobei die Mauerungen durch konische Verstärkungen jedesmal eingebühnt werden. Die lichten Durchmesser der Schächte wechseln zwischen 3.1

und 5.00 m; die neuesten Anlagen erhalten 4.6 m. Dort, wo mäßiger Gebirgsdruck vorhanden ist, beträgt die Mauerstärke 26 cm; wo starker Druck vorhanden ist, werden 52 cm genommen. Auf dem Schachte Segen Gottes II und auf dem Clotilde-Schachte wurden Tubblings eingebaut und Cuvelage, sowie das Verfahren von Kind-Chaudron angewendet.

Bezüglich der Kosten des Schachtbaues sind folgende Angaben bemerkenswerth:

Der Otto-Schacht von 3.5 m lichtigem Durchmesser kostete

pro laufenden

Meter 258

Thaler, also

1 m^3 Lichtraum

80 Mk. Der

Ernst-Schacht

von 4.5 m lichtigem

Durchmesser kostete

pro laufenden

Meter 210

Thaler oder pro

Kubikmeter

Lichtraum 40

Mark. Zum

Vergleiche

diene die No-

tiz, daß der

Kubikmeter

Tunnellicht-

raum bei ge-

mauerten Tun-

nels zwischen

50 und 80 Mark

zu wechseln

pfeht. Der

Freieslebener Schacht mit Tubblings, 3.3 m lichter Durch-

messer, kostete pro laufenden Meter 633 Thaler, also pro

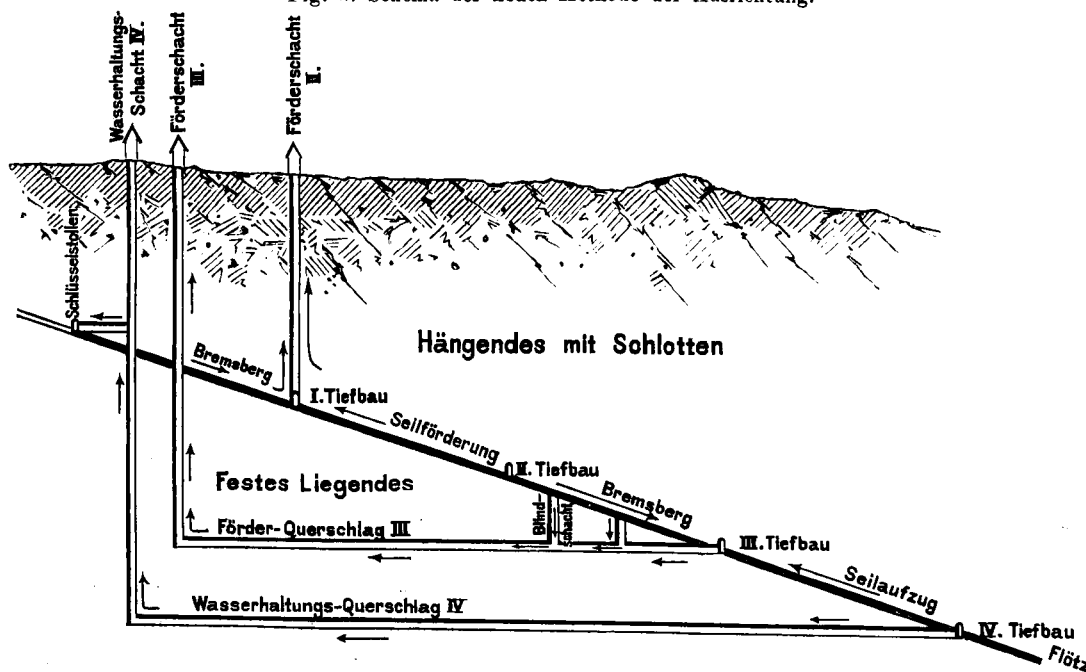
Kubikmeter Lichtraum 222 Mark.

Bei den Schachtteufen im frischen Felde mußten, wie die hervorragenden Publikationen von Erdmenger und Schrad er sen. es näher schildern, ganz bedeutende Schwierigkeiten überwunden und namentlich mehrfach sehr bedeutende Wasserquantitäten gehalten werden, so bei den Ernst- und Freieslebener Schächten bis 4 m^3 pro Minute. Die Niewand-Schächte ersoffen in 210 m Teufe; zwei Segen Gottes-Schächte ersoffen in 15.3 m Teufe bei 11.4 m^3 Wasserzufluß; ein Schacht ging bei dem Kind-Chaudron-Verfahren verloren; der Clotilde-Schacht gelang erst nach unsäglichen Schwierigkeiten mittelst dieser Abteufweise.

5. Die Strecken und Fahrten.

Abgesehen von den, weiter unten zu erläuternden, unmittelbar zu den Strebstößen führenden Fahrten bestehen im Mansfelder Bergbaue drei Arten von eigentlichen Strecken: a) die Wasserhaltungs- oder Grundstrecken, b) die zweigeleisigen Hauptförderstrecken und c) die eingleisigen Hilfsförderstrecken.

Fig. 3. Schema der neuen Methode der Ausrichtung.



Legende zu Fig. 3. Förderschacht II holt die Schiefer aus Sohle I und mittelst Seilföhrung aus Sohle II. Förderschacht III holt die Schiefer aus Sohle III, auf welche sie herabgebrems oder durch die Blindschächte a b auf Querschlag III gestürzt werden, und aus Sohle IV mittelst Seilföhrung; die Zufuhr zum Schachte III erfolgt mittelst Förderquerschlag III; die Wasserlösung erfolgt durch Querschlag IV mittelst Schacht IV und Ausguß c auf die Schlüsselstollensohle.

Sobald der beabsichtigte Tiefbauhorizont des Flötzes, sei es direkt mit einem Schachte, sei es mittelst Querschlag erreicht ist, wird rechts und links entlang den Streichen mit den Grundstrecken vorgegangen; dieselben wurden bei den ersten Tiefbauten söhlig gehalten, werden jedoch in neuerer Zeit mit 1: 500 Ansteigen getrieben und erhalten 2 m Breite und 2 m Höhe. Von dieser Höhe liegen 0.7 m im Flötze und Dache und 1.3 m in dem festen Liegenden; dieser letztere Einschnitt in das feste Gestein dient als Wassersaige und wird der „Ritz“ genannt. Parallel und oberhalb dieser Wasserstrecken werden, wie das Schema Fig. 4 zeigt, in 8 m Entfernung und im Flötze die zweigeleisigen Hauptförderstrecken von 2.5 m Breite und 2.2 m Höhe vorgetrieben und werden beide Strecken in entsprechenden Distanzen wegen des Wetterwechsels durch 8 m lange Querstrecken verbunden.

Durch diesen Streckenbetrieb wird das Schachtfeld, wenn man das Gesicht dem Fallen des Flötzes zuwendet, in einen rechten und einen linken Flügel getheilt und wird die Theilung in diese beiden Flügel dadurch vorgenommen, daß die untere mit der oberen Sohle durch eine zweigeleisige Hauptförderstrecke, entlang dem Fallen des Flötzes, verbunden wird. Diese im Mittel 750 m lange Strecke heißt im Mansfelder Dialekte das „Flache“ und theilt das ganze Tiefbaufeld von 3,000.000 m² in zwei Hälften von $2000 \times 750 = 1,500.000 \text{ m}^2$. Auf diesem „Flachen“ erfolgt, wie schon oben skizzirt wurde, die Förderung bergab mit Bremsbergen entweder direkt zum Schachte oder zum Querschlage, eventuell auch durch saigere Bremsen direkt in den Querschlag. In neuerer Zeit wird parallel dem „Flachen“ auch noch in 10 bis 20 m Entfernung eine flache Fahrstrecke von 2 m Breite und 2 m Höhe getrieben. Mit dieser Einrichtung ist das Flötz zum Abbaue vorgerichtet und werden die Schieferhauer sowohl in der flachen Strecke, wie auch in den beiden Hauptförderstrecken angelegt, sobald letztere einige hundert Meter in Streichen vorgerückt sind. Tritt besondere Wetter- oder Wassernoth ein, so werden auch noch in Entfernungen von 500 bis 1000 m Hilfsfläche von 750 m Länge angesetzt; jedoch gehört dieses zu den Ausnahmen und bildet keinen Gegenstand der normalen Vorrichtung des Feldes zum Abbaue.

Das Schema Fig. 5 erläutert das Gesagte.

Während nun entlang den beiden Strebstößen *m n o* der Abbau im Gange ist, wird ein neues Tiefbaufeld ausgerichtet, indem dessen Sohle querschlägig und durch 63 m tiefere Grundstrecken entwässert wird; es wird dann von *b* aus das Hauptfläche nach der neuen Tiefbausohle in der Regel mit Zuhilfenahme von hydraulischen Fördermaschinen, die ihr Wasser von oben erhalten, hinabgetrieben und wird das neue, tiefere Feld wieder durch die Hauptförderstrecken, wie dies vorhin geschildert wurde, zum Abbaue vorgerichtet.

Die Förderung auf diesem neuen Feld bewegt sich jedoch im Flachen mittelst Seilförderung nach aufwärts, d. h. nach dem Anschlagpunkte *b* (Schacht oder Querschlag zum Schachte); also sind zumeist einem Förderschachte zwei Tiefbaufelder zugewiesen, wie dies bereits das Schema Fig. 3 erläutert hat. Hiermit ist der Zweck der Grundstrecken und der Hauptförderstrecken erklärt. Was die eingeleisigen Hilfsstrecken anbelangt, so dienen dieselben zur Zuführung der Minern zu den Hauptförderstrecken. In dem Maße, als das Flötz abgebaut wird, werden nämlich eingeleisige Hilfsförderstrecken, also dem Abbaue nachrückend, in der Weise hergestellt, daß das Dach des Flötzes nachgeschossen wird, wie dies das Schema Fig. 6 verdeutlicht.

Fig. 4. Anordnung der Grundstrecken.

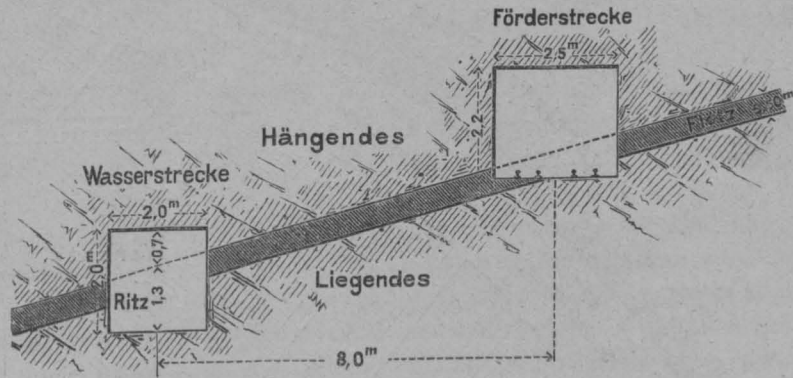


Fig. 5. Schema des vorgerichteten Abbaufeldes.

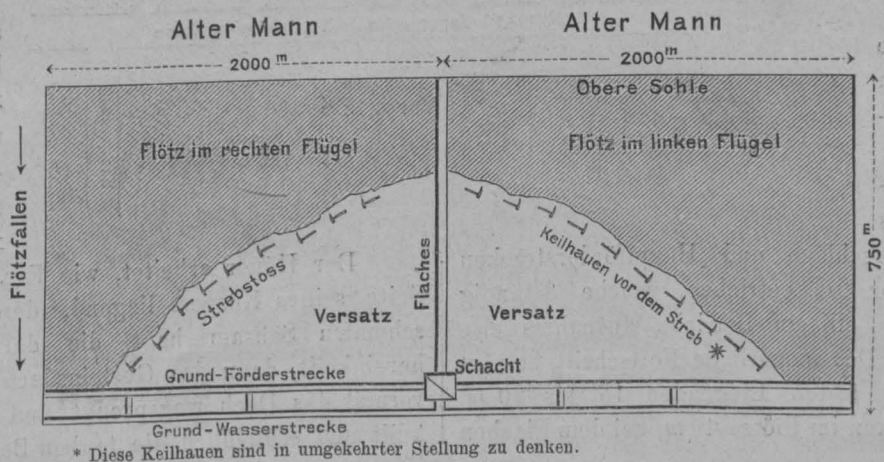
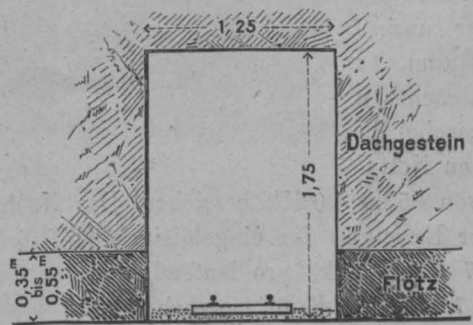


Fig. 6. Eingeleisige Förderstrecke.



Diese Strecken werden in rechtwinkligen Abständen von 40 bis 60 m errichtet und von ihnen aus gelangt man in niedrigen Fahrstrecken, kurz „Fahrten“ genannt, zu dem Strebstoße, wie dies das Schema Fig. 7 zeigt.

gewonnenen Schiefer durch Jungen, welche kriechen müssen, bis zu den Hilfsstrecken herbeigeschleppt oder, wie das altgebrauchte Bergmannswort lautet, „getreckt“ werden.

Was die Gedinge und die Fortschritte beim Auffahren dieser hier geschilderten „Strecken“ mittelst Handbetrieb anbelangt, so ist Folgendes zu erwähnen: Die Querschläge und Hauptförderstrecken werden mit 4 Mann vor Ort betrieben, welche 8stündig und bei ganz besonders eiligem Betriebe ausnahmsweise auch 6stündig arbeiten. Der monatliche Fortschritt beträgt in den Querschlägen im festen Liegenden 16 bis 30 m, bei den Hauptförderstrecken im Flötze 40 m, bei dem Flachen bis 50 m. Die Gedinge incl. Ungelder betragen bei den Querschlägen 55 bis 120 Mk., bei den Förderstrecken 32 bis 45 Mk., also pro Kubikmeter ausgehauenen Raum 14 bis 30, beziehentlich 6 bis 8 Mk., wobei die Häuer einen Nettoverdienst von 3·5 bis 4·0 Mk. erreichen. Das Nachreißen des Daches zur Erzielung der eingeleisigen Hilfsförderstrecken wird mit 7 bis 10 Mk. pro laufenden Meter, beziehentlich mit 5 bis 7 Mk. pro Kubikmeter bezahlt.

IV. Der Abbau.

Für den Abbau des Flötzes eignet sich wegen der äußerst geringen Flötmächtigkeit keine Aufschlitzung des Flötzes in Pfeilerformen, sondern erfahrungsgemäß nur der

sogenannte Strebbaue, d. h. ein Verfahren, wonach das Flötz ununterbrochen entlang einer großen, durch die Flügelausdehnung bedingten Aufrollungslinie Mann an Mann belegt ist. Für die im Mansfeldischen gegenwärtig üblichen und oben angegebenen Flügeldimensionen beträgt diese Stoßlänge des Vorwärtstrebens der Häuer meistens 800 m und darüber. Die geringe Mächtigkeit des Flötzes

an gültigen Schiefen
nöthigt zu einem Nach-
reißen des Daches, wel-
ches auf ein Minimum ein-
geschränkt werden muß.
Der Schieferhauer kann
also nur liegend ar-
beiten und die geringste

Höhendimension des „Strebes“ muß also, da er auf der Seite liegen muß, der Schulterbreite des Mannes entsprechen. Als die zweckmäßigste Höhe des Arbeitsraumes hat sich die Dimension von 22 Zoll = 58 cm herausgestellt; in Wirklichkeit hängt sie von der Struktur des Daches ab und beträgt 15 Zoll = 40 cm im Minimum und 26 Zoll = 69 cm im Maximum.

Fig. 7. Anordnung des Strebstoßes und der Förderung an dem Abbaue.

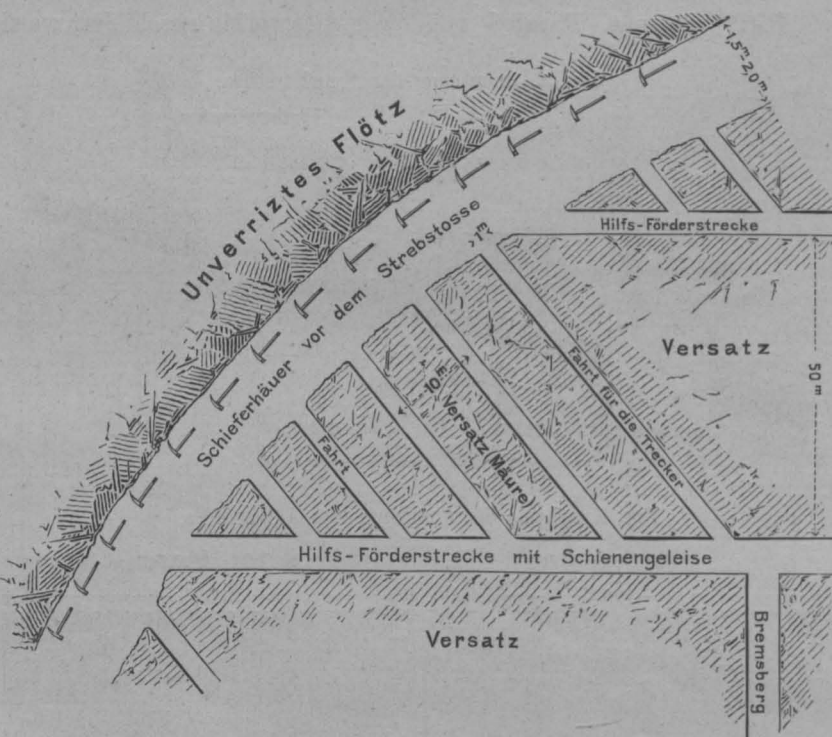
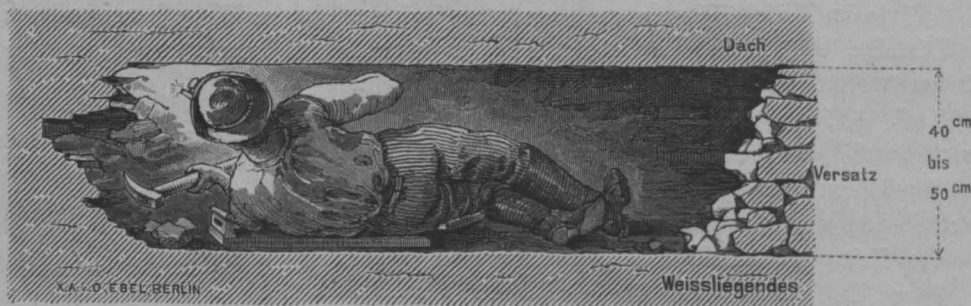


Fig. 8. Schieferhauer.



Der Häuer arbeitet, wie Fig. 8 zeigt, auf der linken Seite seines Körpers liegend, derart, daß er einen sehr schmalen Schram haut, die darüber liegenden Schiefer hereinkeilt, dann das Gesteinsdach hereinschießt, öfter auch vorerst das Dach wegsprengt und dann die Schiefer aufkeilt und schließlich die tauben Berge hinter sich versetzt; die Breite seines 0.58 m hohen Arbeitsraumes beträgt dabei nur 1.5 bis höchstens 2.0 m, auf welcher sich das Dachgebirge ohne anderweitige Unterstützung freitragend erhält. Zum Schutze gegen die Nässe und Kälte

des Gesteines, sowie zum Schutze der Kleidung liegt der Häuer auf zwei Brettchen, welche er immer mit sich fortbewegt. Das eine Brett liegt unter der Schulter, ist aus Pappelholz gefertigt, 19 cm breit und 55 cm lang und hat oben einen Griff, so daß es mit der linken Hand dirigiert werden kann; es heißt das Achselbrett. Das andere heißt das Beinbrett; es ist aus Fichtenholz gefertigt, 21 cm breit und 53 cm lang und mittelst zweier Riemen an den linken Oberschenkel geschnallt. Mittelst dieser Unterlagen kriecht der Mann

vor den Stoß und bewegt sich dort mit äußerster Arbeitsgeschicklichkeit in dem ihm zugewiesenen Arbeitsraume von etwa $\frac{1}{2} m$ Höhe, $1\frac{1}{2} m$ Breite und 3 bis 4 m Länge.

Wenn er mit der Keilhaue schrämt, so kann er das Ausholen zum Schlage nur derart vollführen, daß er das Gezähe hinter seinem emporgehaltenen Kopfe schwingt, also einen krummen Hals macht; daher heißt die Arbeit auch die Krummhäuser-Arbeit. Wenn vor dem Strebstoße gebohrt wird, so liegt bei dem einmännischen Bohren der Arbeiter auf dem Rücken; in sehr niedriger Streben muß zweimännisch gebohrt werden; hierbei liegt der Mann, welcher den Bohrer hält, auf der rechten Seite und jener, welcher schlägt, auf der linken Körperseite.

Hieraus ist zu entnehmen, daß die Schieferhauerarbeit eine überaus mühsame ist. Indeß erregen dennoch die Leistungen der Leute das Staunen des Fachmannes und können sie nur dadurch erklärt werden, daß die Art der Arbeit seit Jahrhunderten anerzogen ist und von den Bergbeamten immerwährend im Geiste der technischen Wissenschaft erleichtert und vervollkommen wird. Als mittlere Leistung der Häuer werden 6 Ctr. = 0.3 t gültige Schiefer pro 8stündige Schicht angesehen, was einem Aushöhlungsraume (Flötz und Dachgestein) von rund $\frac{1}{2}$ Kubikmeter entspricht. Je nach den örtlichen Verhältnissen

wechselt die Häuerleistung zwischen $1\frac{1}{2}$ bis 12 Ctr. und ist der wesentlichste Faktor, welcher die Leistung beeinflusst, der Gebirgsdruck.

Drückt nämlich das Gebirge gar nicht, so müssen die Massen aus dem Frischen herausgeschrämt und herausgeschossen werden und dann beträgt die Häuerleistung in der Regel nur $1\frac{1}{2}$ bis 2 Ctr. Ist ein günstiger Druck vorhanden, so steigt sie auf 6 bis 8 Ctr. und wird der Druck zu stark, so sinkt die Leistung wieder herab. Wenn nämlich ein „guter Druck“, wie die Mansfelder Bergleute sagen, vorhanden ist, so wird der Schiefer zerspalten und springen die Stücke beim Schrämen leicht herein. Ist der Druck zu groß, so werden die Schiefer zu stark gepresst und verklemmen sich dann so arg, daß sie nur sehr sparsam hereingeschrämt werden können. Es ist daher nothwendig, daß auf die Hervorrufung eines günstigen Druckes Bedacht genommen wird.

Dies geschieht auf zweierlei Art. Zunächst dadurch, daß das Flötz in der richtigen Weise angegriffen wird, und dann dadurch, daß es mit einer gewissen Raschheit abgebaut wird. Es besteht nämlich die Erfahrung, daß der geringste Druck dann eintritt, wenn das Flötzfeld in der Richtung des Flötzfallens von unten nach oben abgebaut wird; daß der stärkste Druck dann eintritt, wenn das Flötz von oben nach unten angegriffen wird, und daß der mittlere Druck dann eintritt, wenn das Flötz in der Richtung seines Streichens angegriffen wird.

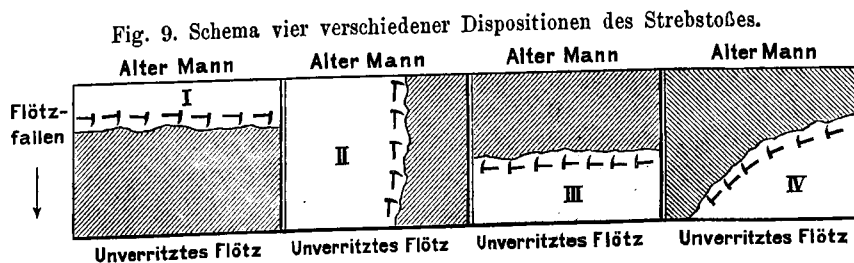
Zur Erklärung dieser für den Haushalt des Mansfelder Bergbaues ganz ungemein wichtigen Erscheinungen

sind komplizierte theoretische Betrachtungen*) angestellt worden; sie erklären sich aber einfach dadurch, daß die Größe des Abbau-Druckes in Beziehung zum „alten Manne“ steht. Oben steht der „alte Mann“ an, dort ist also das Dach am meisten niedergesunken, also der größte, in das neue Feld herübergreifende Druck vorhanden. Baut man also, wie Skizze Fig. 9 I zeigt, von oben nach unten ab, so arbeitet man stets unter dem größten Drucke.

Greift man dagegen das Flötz (wie Fig. 9 III zeigt) von unten an, so bildet der unverritzte Flötztheil einen Sicherheitspfeiler und der Druck in der Richtung des Angriffes wird ein geringer sein. Baut man das Flötz im Streichen (wie Fig. 9 III zeigt) ab, so befindet man sich in mittleren Druckverhältnissen.

Ebenso sieht man leicht ein, daß, wenn ein neues Feld angegriffen wird, der Druck nur im Maße des Fortschrittes des Abbaues eintritt, und daß bei langsamem Abbaue Jahre vergehen können, bevor der erwünschte Druck zur Geltung kommt. Um nun diesen nothwendigen Druck rascher herbeiführen zu können, ist seit etwa 25 Jahren das Strebschießen (statt des alleinigen Schrämens) eingeführt worden, welches wesentlich schneller vorschreitet, als das Schrämen. Während beim alleinigen Schrämen der Streb-

stoß nur 0.47 bis 0.6, im Mittel nur 0.5 m hoch ist, verlangt das Strebschießen allerdings 0.8 bis 1.0 m Stoßhöhe, allein die Leistung pro Häuerschicht steigt dennoch von $1\frac{1}{2}$ bis 2 Ctr. auf $2\frac{3}{4}$ bis



$3\frac{1}{2}$ Ctr. vor frischem Stoße. Wird jedoch bei diesem raschen Abbaue der Druck alsbald zu groß, so stellt man das Strebschießen wieder ein und geht zur Schrämarbeit zurück, die nach Hervorrufung des geeigneten Druckes bis auf 8 Ctr. steigt und, wie bemerkt, 6 Ctr. im Mittel beträgt. Man hat also die Hervorrufung des nothwendigen Gebirgsdruckes theils durch die Art und Weise des Angriffes, theils durch die Forcierung der Arbeit in der Hand und manipulirt in diesem Sinne nach Zeit und Umständen zum Zwecke der Erleichterung der Arbeit.

In Sachen des Abbaues ist noch zu bemerken, daß ein Arbeiter in der Regel 3 m Streblänge zugewiesen erhält, daß meistens 10 bis 14 Mann eine Arbeitspartie bilden, daß das Versetzen nicht hinreicht, um die tauben Schiefer und die Berge in der Grube unterzubringen, sondern das Förderquantum meist $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ Schiefer und $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ Taubes beträgt.

Der Verbrauch an Keilhauen ist ein sehr bedeutender. In der Regel benöthigt ein Schieferhauer 10 Schärfungen pro 8stündige Schicht, das macht bei 6000 Mann Belegschaft innerhalb 24 Stunden 60.000 Schärfungen aus. Um nun an Inventar und an Gezähtransport zu sparen, hat man die Keilhauen so eingerichtet, daß bloß die Oertchen

*) Erdmenger, Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen, XIX. Band.

derselben ausgewechselt, also transportirt und neu geschärft werden.

Der Verdienst eines Strebhäuers wechselt zwischen $2\frac{1}{2}$ bis $3\frac{1}{2}$ Mk. pro 8stündige Schicht.

V. Die Förderung.

1. Die Streckenförderung.

Es sind fünf Arten der Streckenförderung zu unterscheiden:

- a) das Trecken in den Fahrten,
- b) das Transportiren der Hunde in den Strecken mittelst Menschenkräfte,
- c) das Transportiren der Hunde mittelst Pferde,
- d) der maschinelle Transport in den Strecken, und
- e) der Transport auf Bremsbergen.

a) Das Trecken in den Fahrten. In den oben beschriebenen engen Schläuchen, welche 0.5 m hoch, 1.0 m breit und höchstens 50 bis 60 m lang und zwischen dem Bergversatze ausgespart sind, wird die Förderung mittelst der sogenannten Flötzhund und dadurch bewerkstelligt, daß diese Gefäße von Jungen, welche kriechen, fortgezogen werden, wie dies Fig. 10 verdeutlicht.

Der Flötzhund hat vier Räder von 29 cm Durchmesser und einen Kasten von 15 cm Höhe, 45 cm Breite und 140 cm

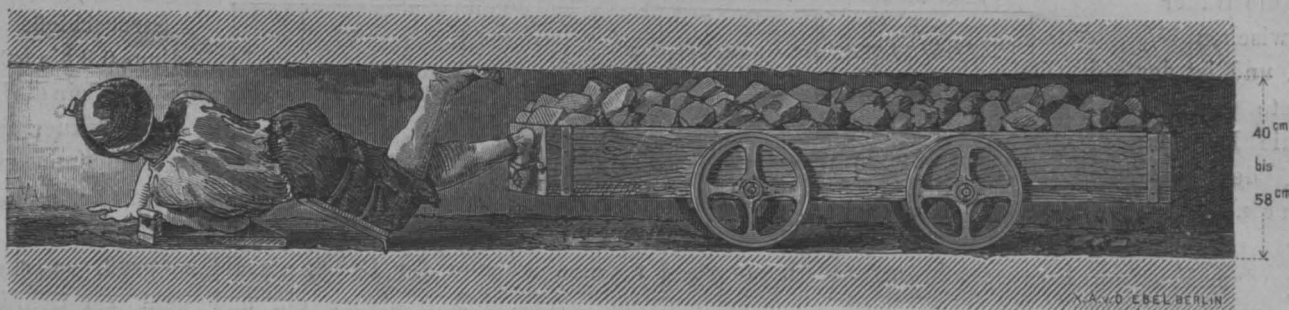
geblieben. Auch muß erwähnt werden, daß diese mühsame Förderart eine nothwendige Schule für die spätere Erlangung des Häuergrades bildet

Von wissenschaftlichem Interesse sind die Beobachtungen über die mittleren Geschwindigkeiten pro Minute beim Trecken.

In söhlicher Fahrt macht der Junge bei leerem Hunde einen Weg von 15 bis 20 m pro Minute, mit vollem Hunde nur 8 bis 12 m . In geneigter Fahrt (die Neigung beträgt in der Regel 3°) beträgt diese Geschwindigkeit bei leerem Hunde und aufwärts 10 bis 12 m , abwärts 20 bis 25 m ; bei vollem Hunde und aufwärts nur 5 bis 10 m , abwärts 10 bis 15 m . In Betreff der mechanischen Leistung der Jungen ist Folgendes zu erwähnen:

Die rollende Reibung des Hundes auf der allerdings ebenen, aber schmierigen Steinbank des Weißliegenden kann mit Rücksicht auf die niederen Räder zu $\frac{1}{20}$ angesetzt werden; die Zugkraft beträgt also rund 10 kg , d. h. den fünften Theil des Körpergewichtes eines 17jährigen Jungen, welches Nacktgewicht Quetelet mit 53 kg angibt. Die entwickelte Arbeit beim Ziehen eines vollen Hundes auf horizontaler Fahrt beträgt demnach pro Sekunde $\frac{218}{20} \cdot \frac{10}{60} = 1.8\text{ mkg}$.

Fig. 10. Trecker.



Länge; die Räder halten 55 cm Spur; der Inhalt beträgt 0.1 m^3 und wiegt bei gehäuftem Zustande 150 kg . Das Leergewicht beträgt 68 kg , also das ganze zu ziehende Gewicht im Mittel 218 kg . Die Kosten eines solchen Flötzhundes belaufen sich auf nahe 21 bis 25 Mark. Die Jungen, welche diese Hunde ziehen, liegen auf der linken Seite und bedienen sich wie die Häuer eines Achselbrettes, welches mit der linken Hand vorwärts geschoben wird; dann eines Beinbrettes, welches an den linken Oberschenkel angeschnallt wird und wie die Hufeisen der Pferde mit Stollen versehen ist. Der Hund ist an dem rechten Fuß mit Riemen ange-schlungen.

Die kriechende Vorwärtsbewegung ist aus der beigegebenen Figur zu ersehen; sie erfolgt abwechselnd durch die Stützung des Oberkörpers auf das Achselbrett und durch die Stützung auf die rechte Hand und das linke Bein, indem bei der Kniebeuge der Stollen des Beinbrettes sich auf die Sohle stützt und der nackte Fuß sich an das Dach stemmt. Es ist nicht zu läugnen, daß diese Förderart bei Jemand, welcher sie zum erstenmale sieht, geradezu Erbarmen erregt; allein alle Anstrengungen und Bemühungen der Werksdirektion, eine humanitäre Förderart einzuführen, sind bei den vorfindlichen Abbauverhältnissen ohne Erfolg

Die Förderlänge beträgt bei der größten Länge der Fahrten von 50 bis 60 m nur 25 bis 30 m im Mittel. In der Regel macht ein Junge während der 8stündigen Schicht 10 bis 15 Touren.

Der Schichtlohn beträgt für Jungen von 14 bis $15\frac{1}{2}$ Jahren in der Regel 1.0 Mk., für Jungen von $15\frac{1}{2}$ bis $17\frac{1}{2}$ Jahren 1.40 Mk. und für die Jungen von $17\frac{1}{2}$ bis $19\frac{1}{2}$ Jahren 1.60 Mk.

b) Hundeförderung mittelst Schlepper auf Schienengeleisen. In den eingeleisigen Förderstrecken werden die großen Grubenhunde durch Schlepper bis zu der Hauptförderstrecke transportirt. Das Schienengeleise hat 50 cm Spur, die Schienen sind 70 mm hoch und betragen die Kosten des Geleises 5 bis 6 Mk. pro laufenden Meter. Die Hunde sind aus Eisen, besitzen Kästen von 58 cm Höhe, 66 cm Breite und 100 cm Länge; die Räder sind 29 cm hoch; die ganze Wagenhöhe beträgt 94 cm . Ein Wagen kostet 150 Mk. und wiegt leer 325 kg und beladen 825 kg .

Zu den Schleppern werden diejenigen jungen Leute zwischen $19\frac{1}{2}$ und 30 Jahren gewählt, welche demnächst in den Häuerstand vorrücken.

Die Förderdistanz wechselt zwischen 60 bis 1000 m .

Die Fördergeschwindigkeit beträgt auf nahezu horizontaler Bahn bei dem leeren Hunde 50 bis 60 *m* pro Minute. Bei 7⁰/₁₀₀ Reibung beträgt demnach die sekundliche Leistung eines Arbeiters an einem Hunde rund 5·8 *mk*. Der Transport erfolgt im Gedinge und werden pro Wagen je nach der Entfernung 0·1 bis 0·3 *Mk.* bezahlt. Das Gedinge basirt auf folgenden Leistungen; es werden gerechnet auf:

200 <i>m</i> Distanz	=	20	Wagen
400 " "	=	13	"
600 " "	=	10	"
800 " "	=	7	"
1000 " "	=	6	"

c) Förderung mittelst Pferden. Auf den zweigeleisigen Hauptförderstrecken erfolgt die Förderung durch starke Pferde; ein Pferd zieht gewöhnlich 12 Hunde und der Verdienst stellt sich pro Knecht und Pferd innerhalb einer 8stündigen Schicht auf etwa 6¹/₂ *Mk.* Die Förderung ist an Unternehmer vergeben, welcher pro Wagen:

bis 500 <i>m</i>	=	4·0	Pfennige
" 1000 "	=	7·0	"
" 1500 "	=	11·0	"
" 2000 "	=	14·5	"
" 2500 "	=	18·0	"
" 3000 "	=	22·0	" erhalten.

Das Gewicht eines starken Pferdes zu 350 *kg* angenommen, beträgt die Zugkraft nach Gerstner $\frac{350}{5} = 70$ *kg*. Die Reibung der Wagen auf dem Geleise mit 7⁰/₁₀₀ angesetzt, kann also ein Pferd $\frac{70}{825 \cdot 0\cdot007} =$ rund 12 Wagen auf horizontaler Bahn ziehen.

d) Maschinelle Förderung. Für die Transporte über 1000 *m* kommt die Pferdebeförderung sehr theuer; es ist deshalb im Mansfeldischen maschinelle Förderung in Vorbereitung, und zwar:

- α) in Form der bekannten Kettenförderungen, und
- β) in Form der feuerlosen Lokomotiven, sowohl nach dem Systeme von Honigmann, wie auch in Anlehnung an die Erfahrungen vom Arlberge*) nach dem Systeme von Krauss in München. Ueber diese Förderarten liegen zur Zeit noch keine Erfahrungen vor, weil der betreffende Tiefbau gegenwärtig unter Wasser steht.

e) Bremsbergförderung. Die Bremsberge sind doppeltrümmig, von allbekannter Einrichtung und bringen die Hunde aus höher gelegenen Fahrten und Hilfsstrecken auf die Hauptförderstrecken. In der Regel werden 4 Wagen gebremst und beträgt die Bremsberglänge meist nur 50 *m*.

2. Die flache Förderung.

Wie aus dem Schema Fig. 3 zu ersehen, liegt in dem Mansfeldischen Bergbaue die Spezialität vor, daß die ge-

wonnenen Massen von einer nächst tieferen Fördersohle auf eine höhere meistens entlang einer Rampe (dem Flachen) gezogen und zu dem dortigen vertikalen Schachte gebracht werden. Der Betrieb erfolgt auf diesen flachen Strecken mit doppelspuriger Bahn und Seilförderung (Seil ohne Ende) und durch unterirdische Maschinen, welche ihren Dampf vom Tage aus zugeführt erhalten.

Das Seil schlingt sich oben und unten um Seilscheiben und die Wagen werden in der bekannten Weise mittelst Kondukteurwagen angekuppelt. Es bestehen zur Zeit 9 solcher unterirdischer Rampenförderungen. Die von Hoppe in Berlin gelieferten Maschinen haben zumeist 35 Pferde-Stärken und fördern 6 bis 20, in der Regel 12 Wagen in einem Zuge; die Nettolast eines Wagens beträgt 500 *kg*. Auf Schacht Ernst besteht indess eine Anlage von 710 *mm* Cylinder-Durchmesser und 940 *mm* Hub, mittelst welcher 36 Wagen bei 4 *m* Seilgeschwindigkeit in einem Zuge gefördert werden.

Die Neigung der Rampen wechselt zwischen 5⁰ und 8⁰, die Rampenlänge misst 700 bis 800 *m* und hat diese Förderart den Vortheil, daß in jeder Höhe der Rampe angeschlagen werden kann; indess wird hiervon selten Gebrauch gemacht. Die Fördergeschwindigkeit wechselt zwischen 1·2 bis 3·0 *m* pro Sekunde. Die Seile besitzen 10 bis 36 *mm*, meist jedoch zwischen 30 und 36 *mm* Durchmesser; die Seilscheiben haben Durchmesser zwischen 1300 und 4500 *mm*; der Seilverschleiß ist bei dieser flachen Förderung erheblich.

Wird die rollende Wagenreibung und die Seilreibung zu 8⁰/₁₀₀ angesetzt und eine Neigung von 5⁰, also die Tangente mit 88⁰/₁₀₀ in Rechnung gestellt, so ist, weil die leeren Wagen bergab gehen, für eine Last von 20 Wagen à 500 *kg* eine Zugkraft von $\frac{20 \cdot 500}{1000} (8 + 88) = 960$ *kg*, also bei 3 *m* Seilgeschwindigkeit eine effektive Maschinenleistung von $\frac{960 \cdot 3}{75} = 38$ Pferde-K. nöthig.

Bei den ersten Tiefbauanlagen waren die Maschinen für diese Rampenförderung oberirdisch*) und erfolgte die Verbindung mit den Wagen auf den Rampen durch Seile, die in dem Schachte liefen; diese Anordnung ist zur Zeit nur noch in untergeordneter Weise im Gebrauche.

Wenn der Fall eintritt, daß von einem bestehenden Flachen weiter nach abwärts geteuft werden soll, so wird gegenwärtig statt der früheren Anwendung von Lufthaspeln, welche sich aus örtlichen Gründen wegen der Kostspieligkeit des Betriebes nicht bewährt haben, eine Förderung mittelst hydraulischer Haspel in Gang gesetzt. Diese Maschinen erhalten ihr Kraftwasser durch Rohrleitungen von 1600 bis 1800 *m* und haben sich auf den Schächten Otto, Zimmermann und Martin sehr bewährt.

3. Die Schachtförderung.

Bis zum Jahre 1860 baute man durchwegs oberhalb des Schlüsselstollens; die Schächte hatten also geringe

*) Platte, Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Arch.-Vereines 1883. — Rziha, Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen, Band XXXII, pag. 520. — Rziha, Wochenschrift des österr. Ingenieur- u. Arch.-Vereines, 1883, pag. 386. — Rziha, Centralblatt der Bauverwaltung 1883, pag. 407.

*) Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen, Band XIX.

Teufe und war die Förderung eine bescheidene; sie betrug noch im Jahre 1862 nur 61.971 t Minern gegen 500.000 t der Gegenwart; deshalb waren die damaligen Fördermaschinen sehr schwach; alle waren mit Vorgelege konstruiert und hatten zumeist nur 12 Pferdekraft Nutzeffekt. Bei den ersten Tiefbauten, welche schon 170 bis 200 m Teufe erreichten, ging man zu direkt wirkenden Zwillingsmaschinen über, gab den Maschinen 40 bis 100 Pferde-Stärken und förderte mit einem Zuge in eingeschoßigen Körben (von 600 bis 900 kg Gewicht) 1 bis 2 Hunde à 500 bis 550 kg Nutzlast. Dabei erhielten die Cylinder einen Durchmesser von 420 bis 460 mm und die Kolben einen Hub von 1260 mm; die Seiltrommeln erhielten 2.5 bis 3.1 m Durchmesser. Die neueren Tiefbauten, welche 300 bis 380 m Teufe besitzen, verlangten noch stärkere Maschinen, nämlich solche von 150 bis 200 HP.

Diese Maschinen treiben 2 bis 4 Hunde in ein- bis zweigeschoßigen Körben von 1800 bis 2400 kg Gewicht, besitzen 760 mm Cylinderdurchmesser, 1.5 m Kolbenhub und 5.0 m Trommeldurchmesser. Bei Menschenförderung beträgt die Seilgeschwindigkeit 3.5 bis 5.0 m, bei der Schiefer- und Bergförderung jedoch 10.0 bis 12.0 m. Erwähnenswerth ist, daß auch der Versuch gemacht wurde, dreicylindrige Fördermaschinen, nach Art der Schiffsmaschinen einzuführen; diese Art Maschinen, von welchen noch zwei auf Freiesleben und Glückhuf bestehen und welche mit einemale 2 Wagen à 550 kg Nutzlast aus Teufen bis zu 254 m heben, hat sich jedoch wegen der Komplizirtheit der Steuerung und der nothwendigen großen Aufmerksamkeit auf die Maschine nicht bewährt.

Zur Zeit bestehen 14 große Fördermaschinen, welche zusammen 1050 HP. Nutzeffekt leisten, was einer mittleren Maschinenstärke von 92 HP. entspricht. Ueber die 4 stärksten Maschinen, welche alle mit der maximalen Seilgeschwindigkeit von 12 m fördern, gibt die folgende Tabelle eine Uebersicht.

Schacht	HP.	Teufe m	Cylinder- Durch- messer mm	Kol- benhub mm	Dampf- spannung in Atmosphären	Zahl der Hunde	Trommel- Durch- messer m
Otto III. . .	150	367	760	1500	4.20	4	5.0
Ernst I. . .	100	375	680	1250	4.25	2	5.0
Ernst III. . .	200	312	750	1500	4.25	4	5.0
Eduard II. . .	200	343	760	1570	5.0	4	5.0

Die neueren Zwillingsmaschinen haben Ventilsteuerung und variable Expansion mit Aude mar-Kraft'scher Daumenbewegung; ebenso sind sie mit zwei Bremsen versehen, nämlich einer Dampfbremse, welche automatisch wirkt, und einer unabhängigen Bremse.

In Betreff der Führung der Körbe in den Schächten und in Betreff der Fangvorrichtungen ist Folgendes hervorzuheben: In den ältern Schächten bestehen Führungslatten und

meistens White-Grant'sche, aber auch Fontain'sche und neuestens auch Wolf'sche*) Fangvorrichtungen. Bei den neueren Schacht-Anlagen werden die Körbe nur durch Gleitung an 4 Drahtseilen von 33 mm Durchmesser geführt, welche im Förderthurme aufgehängt**) und im Schachttiefsten durch Gewichte gespannt sind. Diese Einrichtung spart an Raum, wird in Betreff der Sicherheit sehr gelobt, besitzt eine gewisse Weichheit in der Führung, vermeidet also alle Stöße und hat bis vor Kurzem sogar zu der Erlaubnis geführt, daß die Mannschaft ohne Fangvorrichtung fahren dürfe; neuestens ist aber diese Erlaubnis aufgehoben worden und werden an den Seilleitungen Keil-Fangvorrichtungen angewendet***).

Eine besondere Aufmerksamkeit wird im Mansfeldischen den Förderseilen zugewendet†), indem Biegungs- und Zerreißproben vorgenommen††) und mit aller Strenge darauf geachtet wird, daß die Seile, an denen Menschen fahren, sofort abgeworfen werden, sobald sich die mindeste Beschädigung zeigt; diese Seile kommen dann auf Schächte, wo nur Produkte gefördert werden.

So wurden auf dem Eduard-Schachte Seile, welche nur 7 bis 9 Monate gelaufen hatten, wegen beginnender Fehlerhaftigkeit abgeworfen und bei der Produktenförderung an verschiedenen Stellen noch durch weitere 10 bis 86 Monate verwendet. Die Seile, an denen neben der Mannschafsförderung auch Materialförderung stattfindet, werden täglich revidirt.

Ueber Stärke, Konstruktion, Bruchfestigkeit und Gewicht der Drahtseile aus Gußstahl gibt die folgende Tabelle Auskunft.

Durchmesser des Draht- seiles in mm	Construction				Bruch- festigkeit kg	Gewicht pro laufenden Meter kg
	Zahl der Litzen	Zahl der Drähte	Draht- stärke mm	Herz		
20	7	7	2.0	1	17.000	1.45
23	6	12	1.9	1	24.000	1.85
27	6	16	1.9	7	31.500	2.50
28	7	14	1.9	1	32.000	2.60
33	7	18	2.0	8	47.000	4.00
34	6	19	2.3	1	54.000	4.35
36	7	18	2.2	8	56.000	4.60
36	6	19	2.4	1	58.000	4.80

*) C. Wolf in Zwickau; deutsches Reichspatent Nr. 24.195.

) und *) Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1889, pag. 198; Bericht des Herrn Oberbergrathes Hasslacher über die Berliner Ausstellung 1889.

†) Berliner Ausstellung für Unfallversicherung; Gruppe VII; Katalog der Mansfelder Gewerkschaft.

††) Hier bietet sich Gelegenheit, auf den wichtigen Aufsatz von Meyer über Seilzerreißungsversuche in der Gleinitzer Fabrik, Zeitschr. f. Berg-, Hütten- und Salinenwesen, Band 1885, pag. 255, aufmerksam zu machen.

Die Seilkosten betragen auf den einzelnen Schächten 50 bis 100 Pfg. pro Tonne geförderten Schiefer. Auf die Gesamtförderung von Schiefer und Steinen reduziert, macht dies 0.46 bis 0.98 Pfg. pro 100 *mt* Leistung.

Es ist nicht ohne Interesse, diese Seilkosten mit jenen zu vergleichen, welche Herr Bergrath Wenderoth in Betreff des preußischen Bergbaues für die zwei vierjährigen Perioden von einschließlich 1877 bis einschließlich 1884 geliefert hat*).

Durchschnittliche Seilkosten in Pfennigen pro 100 Meter-Tonnen Leistung.

Seilgattung	Dortmunder Bezirk		Saarbrücker Bezirk		Breslauer Bezirk	
	1877 bis 1880	1881 bis 1884	1877 bis 1880	1881 bis 1884	1877 bis 1880	1881 bis 1884
1. Bandseile						
aus Gussstahl	1.119	0.968	2.072	1.231	—	0.795
aus Eisen	1.415	1.025	1.232	1.088	—	—
aus Aloëfaser	0.556	0.436	1.899	0.932	—	—
aus Schleisshanf	—	—	—	3.412	—	—
2. Rundseile						
aus Gussstahl	0.567	0.436	0.794	0.777	—	0.495
aus Eisen	0.509	0.314	0.490	0.448	—	0.199

Die Mansfelder Seilkosten, welche sich seit Dezennien, wie überall, durch geeignete technische Maßnahmen und Verbesserungen in der Seilfabrikation wesentlich verringert haben, bewegen sich demnach im Bereiche der allgemeinen Erfahrungen.

Die Mansfelder Förderanlagen sind mit Tachographen**) des Systems Buss, Sombard & Comp. versehen und wird demnach die Geschwindigkeit der Förderung und Fahrung autographisch registriert und scharf kontrolliert.

In Betreff der Schachtförderung überhaupt und der Seilschonung im Besonderen haben sich bei dem Mansfelder Bergbau zur Zeit folgende Erfahrungen und Grundsätze herausgestellt:

a) Die Zwillingemaschinen sind die vorteilhaftesten und bewährt sich für die dortigen Verhältnisse (Förderquantitäten, Schachteufen und Zahl der mit einem Male

*) Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1882, pag. 77, und 1886, pag. 308.

Aeltere, zum Vergleiche dienende Angaben über Seilverschleiß sind in meinem Lehrbuche über Tunnelbau, I. Band, pag. 383 bis 392, zusammengestellt.

**) Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1889, pag. 198, Bericht des Herrn Oberbergrathes Hasslacher.

gehobenen Hunde, also der bisherigen Schachtquerschnitte und Thurmhöhen) eine maximale Fördergeschwindigkeit von 12 *m* pro Sekunde.

b) Es ist sehr vorteilhaft, an den Fördermaschinen zwei Bremsen anzubringen, von denen die eine automatisch als Dampfbremse wirkt und die zweite lenkbar ist.

c) Ueberall bewähren sich die hydraulischen Caps als die zweckmäßigsten.

d) Die Korbführung im Schachte erfolgt in den gemauerten Schächten am besten mittelst gespannter Seile, weil hiebei während der Förderung die Stöße vermieden werden.

e) Flachseile*) und Bobinen sind nicht so vorteilhaft, wie Rundseile und Trommeln.

f) Seilthürme werden neuestens durchwegs in Eisen konstruiert und beträgt die zweckmäßigste Höhe (bei 12 *m* Seilgeschwindigkeit) 35 bis 36 *m*.

g) Das alte Verhältnis zwischen Seil- und Trommeldurchmesser von 1:60 bis 1:90 wird im Mansfeldischen prinzipiell verlassen und zur Zeit, wie überall, mit 1:150 bestimmt.

h) Die Seilscheiben erhalten grundsätzlich den selben Durchmesser wie die Trommeln, weil zweierlei Biegung dem Seile um so schädlicher, je größer die Seilgeschwindigkeit ist. Bei den neueren Tiefbauanlagen beträgt dieser gemeinsame Durchmesser 5.0 *m*.

i) Das Uebereinanderrollen der Rundseile auf den Trommeln und das Wetzen der Seile an den Trommel- und Seilscheibenkränzen ist streng zu vermeiden; zu diesem Zwecke ist ein zentrierter Lauf der Trommel und der Seilscheibe, ein Abdrehen derselben, ein Vordrehen der Spirale an der Trommel und ein gutes Passen der Seilrinne an der Seilscheibe absolut geboten.

k) Die Entfernungen zwischen Trommelmitte und Schachtmitte und zwischen Trommelmitte und Seilscheibe, also die sogenannte Seiltrift darf nicht zu groß genommen werden.

l) Die Leitung der Förderkörbe im Schachte muß wegen Vermeidung der Stöße streng in Ordnung gehalten und daher stetig revidiert werden.

In Betreff der Leistungen der Fördermaschinen, ihres Brennmaterialbedarfes und der Kosten der Förderung besitzen die nachstehenden, dem letzten Geschäftsberichte der Gewerkschaft entnommenen Daten einen großen praktischen und wissenschaftlichen Werth. Diese Geschäftsberichte geben überhaupt ein Zeugnis von dem wissenschaftlichen Geiste der Leitung der Gewerkschaft und würde die bergtechnische Literatur eine große Bereicherung erfahren, wenn die in diesen Berichten enthaltenen und viele Betriebsjahre umfassenden wissenschaftlichen Daten in allgemein zugängiger Weise publiziert werden könnten.

*) Erwiesen durch die vorhin angegebenen allgemeinen Seilkosten.

Erfahrungen über die gesammte Schachtförderung beim Mansfelder Bergbaue.

Nr.	Gegenstand der Beobachtung	1884	1885	1886	1887	1888
1	Fördermaschinen-Schichten à 8 Stunden	10.133	10.729	8.617	7.579	8.836
2	Aufgeholte Gefäße im Ganzen	3,738.999	4,480.332	3,609.327	3,769.327	4,251.132
3	" " pro Schicht	369	417	418	497	481
4	Geförderte Schiefer und Steine Tonnen	2,002.842	2,102.733	1,858.349	1,940.404	2,146.138
5	" " allein	515.503	550.693	437.887	445.230	469.954
6	Fördermasse pro Schicht	197	196	215	232	242
7	Förderteufe Meter	208	235	327	236	249
8	Mechanische Leistung in 100 Meter-Tonnen	4,166.628	4,736.385	4,217.944	4,612.640	5,364.971
9	Leistung während der Gesamtzeit Pferdekkräfte	19.0	20.4	22.8	26.8	28.1
10	Brennmaterial (Braunkohle und 18—29% Steinkohle) . Ctr. à 50 kg	631.102	776.986	910.606	1,005.508	1,144.720
11	" pro achtstündige Schicht Ctr.	62.2	72.4	105.7	132.6	129.5
12	" " 100 Meter-Tonnen	0.157	0.164	0.218	0.218	0.213
13	" " Pferdekraft und Schicht	3.27	3.55	4.63	4.94	4.80
14	Preis des Brennmaterials pro Centner Pfennige	56.0	52.2	47.0	49.5	48.1
15	Gesamtkosten des Brennmaterials Mark	353.948.70	406.112.18	427.860.94	498.530.52	551.008.67
16	Gesamte Förderkosten	1,060.038.30	1,119.706.51	978.989.84	1,109.892.85	1,325.272.79
17	Förderkosten pro achtstündige Schicht	104.61	104.36	113.61	146.44	149.98
18	" " Tonne Fördermasse Pfennige	52.9	53.2	52.7	57.2	61.7
19	" " Schiefer	205.6	203.3	223.5	249.0	282.0
20	" " 100 Meter-Tonnen Leistung *)	25.4	23.6	23.2	24.6	24.7
21	Das Brennmaterial macht Procente von den Gesamtkosten %	33	36	43	45	41

4. Die obertägige Förderung.

Dieselbe besteht in dem Transporte mittelst Drahtseilbahnen und mittelst der Lokomotiv-Bergwerksbahn.

a) Drahtseilbahnen. Wegen der schwierigen Terrainverhältnisse wurden für den Schiefertransport nach der „Krughütte“ zwei Drahtseilbahnen angelegt; die eine führt vom Martin-Schachte**) (System Hodgson), die andere vom Otto-Schachte (System Bleichert) dahin. Die Betriebsergebnisse sind die folgenden:

Nr.	Gegenstand	Martin-Schacht		Otto-Schacht	
		1887	1888	1887	1888
1	Länge der Seilbahn Meter	1.900	1.900	900	900
2	Betriebsstunden . .	2.990	3.007	1.183	3.010
3	Geförderte Minern im Ganzen Tonnen	95.806	79.422	16.823	65.111

*) In dem sehr bemerkenswerthen Aufsätze von Nasse über den technischen Betrieb der königlichen Steinkohlengruben bei Saarbrücken (Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1885, pag. 163) sind die Schachtförderkosten in Mittel aller Gruben zu nur 9.17 Pfennige pro 100 Meter-Tonnen nachgewiesen, weil die Kohlen keine Bahnfracht verursachen.

Auf den westphälischen Steinkohlenzechen der Mansfelder Gewerkschaft betrugen die Förderkosten für 100 Mtr.-Ctr. während dieser fünf Jahre insgesamt 7.5 Pfennige; davon kostete das Brennmaterial (13.2 Pfennige pro Centner) 21%.

Auf dem Riestädter Braunkohlenwerke der Mansfelder Gewerkschaft kosteten 100 Mtr.-Ctr. 36.7 Pfennige; davon kostete das Brennmaterial 22 Pfennige pro Centner) 31%.

**) Leuschner in Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1872, pag. 1. Die genaue Länge beträgt 1883 m; die Kosten der Anlage betrugen 28.207 Mk; diese Bahn war eine der ersten auf dem Continente.

Nr.	Gegenstand	Martin-Schacht		Otto-Schacht	
		1887	1888	1887	1888
4	Geförderte Minern pro Stunde Tonnen	32.0	26.4	14.2	21.4
5	Kohlenkosten im Ganzen . . . Mark	2.058.80	1.453.96	179.23	719.08
6	Kohlenkosten p. Ton. Minern . . . Pfen.	2.10	1.80	1.06	1.10
7	Bedienung u. Repar. im Ganzen Mark	31.169.55	25.272.24	4.019.05	10.011.74
8	Bedienung und Reparatur pro Tonne Minern . . . Pfen.	32.5	31.8	23.8	15.3
9	Gesamnte Betriebskosten . . . Mark	33.228.35	26.726.20	4.193.23	10.730.32
10	Gesamnte Betriebskosten pro Tonne Minern . . . Pfen.	34.7	33.6	24.8	16.4
11	Gesamnte Betriebskosten pro Betriebsstunde . . . Pfen.	11.11	8.88	3.54	3.53
12	Gesamnte Betriebskosten pro 1000-Met-Tonnen Pfen.	18.2	17.0	27.7	18.3

b) Die Bergwerksbahn. Die Mansfelder Gewerkschaft hat, wie schon Eingangs erwähnt, eine eigene, mit dem öffentlichen Netze verbundene Eisenbahn auf ihrem Gruben- und Hüttenterrain erbaut, um die Verfrachtungen der Schiefer nach den Hütten, die Transporte der Hüttenprodukte, des Brennstoffes und der Materialien, sowie auch den Verkehr der Berg- und Hüttenleute von ihren Wohnorten nach den Arbeitsstellen leicht und unabhängig bewerkstelligen zu können. Diese Eisenbahn ist schmalspurig, hat 0.75 m Spurweite, ist in der Hauptlinie 33.4 km und einschließlich der

Anschluß- und Nebengeleise 53.9 km lang; die stärksten Neigungen betragen 1:35, die schärfsten Kurven 60 m; die Schienen sind 100 mm hoch, 7 m lang und außer der eichenen Stoßschwelle mit 8 kiefernen Mittelschwellen von 1.5 m × 0.22 m × 0.15 m Dimension gestützt. Entlang der ganzen Bahn sind 131 einfache, 46 Doppel- und 12 englische Weichen, sowie 7 Drehscheiben vorhanden; die Bahnhöfe Ernst-Schächte und Leimbach besitzen Central-Weichenstell-Apparate. Von besonderem Interesse sind die Einrichtungen auf den Bahnhöfen Mansfeld und Hettstedt der Staatsbahnen; dort liegt die Bergwerksbahn 6.5 m tiefer und werden die Coaks- und Kohlenwägen, welche mit der Staatsbahn ankommen, theils mit Wipfern, theils mit Rutschen in die Wagen der Schmalspurbahn entleert; die vorhandenen zwei Wipper sind nach dem Patente der „Guten-Hoffnungshütte“ erbaut, kippen den ganzen Waggon und funktionieren insbesondere auch in Betreff der Sohlenschieber ganz vorzüglich. Zum Betriebe der Bahn dienen 14 Lokomotiven à 100 HP., 2 à 50 HP. und 2 à 10 HP.; dann 428 Güterwagen und 18 Personenwagen. Im Jahre 1888 wurden 591.252 t Brennstoffe, Schiefer, Hüttenprodukte und sonstige Materialien, dann 361.130 Personen mit einem Gewichte von 23.473 t, demnach in Summa 614.725 t verfrachtet; dies entspricht einer Lokomotiv-Leistung von 2,949.248 tkm.

Die gesammten Betriebs- und Unterhaltungskosten haben im Jahre 1888 pro Tonne (Güter und Personen) 42.94 Pfg. und pro Tonnen-Kilometer 9.06 Pfg. betragen. In diesen Kosten ist das Be- und Entladen der Waggons nicht enthalten; dieselben betrugen 1888 pro Tonne Gut 12.9 Pfg.

Speziell über die Kosten des Lokomotivbetriebes (lediglich Zugkraft) gibt die folgende Tabelle Auskunft.

Nr.	Gegenstand	1886	1887	1888
1	Lokomotiv-Betriebstage ...	2.693	2.881	2.808
2	Transportquantum i. Tonnen	520.337	578.487	614.990
3	Transportquantum pro Tag u. pr. Lokomotive in Tonnen	193.0	200.8	219.0
4	Leistung in Tonnen-Kilom.	2,350.371	2,765.429	2,949.248
5	Durchschnittliche Transportentfernung pro Maschine in Metern.....	4.517	4.780	4.795
6	Kohlenkosten im Ganzen *) in Mark	23.920.34	28.891.23	31.536.99
7	Kohlenkosten per transportirte Tonne in Pfennigen ..	4.6	4.9	5.1
8	Gesammte Lokomotiv-Betriebskosten in Mark	64.191.10	71.050.72	74.791.90
9	Gesammte diesfällige Kosten per transportirte Tonne in Pfennigen.....	12.2	12.2	12.1
10	Gesammte diesfällige Kosten pro geleisteten Tonnen-Kilometer Pfennige	2.7	2.5	2.5

Von Interesse ist der Vergleich der Transportkosten zwischen Lokomotivbahn und Drahtseilbahn; erstere betragen 2.5, letztere wurden mit 18.3 Pfg. ausgewiesen. Wird jedoch beim Lokomotivbetriebe die Instandhaltung des Bahnkörpers, Geleises und des Rollmaterials, dann die

Zugsbedienung, Bewachung und Verwaltung der Bahn in Betracht gezogen, so stellen sich nach dem Geschäftsberichte pro 1888 die Kosten eines Tonnenkilometers auf 9.06 Pfg.; und rechnet man dem Lokomotiv-Bahntransporte auch noch das Be- und Entladen der Güter, sowie wegen der Schmalspurbahn das Umladen mit 12.9 Pfg pro Tonne Gut zur Last, so stellt sich der geleistete Tonnenkilometer auf $9.06 + 0.27 = 9.33$ Pfg.

VI. Die Wasserhaltung.

1. Unter den vom Geiste der Wissenschaft getragenen Einrichtungen des Mansfelder Bergbaues nimmt diejenige der Wasserhaltung einen hervorragenden Platz ein.

In alter Zeit war die Wasserhaltung insofern vereinfacht, als die geringe Förderung einen geringen unterirdischen Aufschluß und demnach einen verhältnismäßig geringeren Wasserzufluß mit sich brachte, die Hebungen gering waren und die Wasser zum allermeisten Theile direkt durch die früher erwähnten Stollen in die Sohlen der in die Eislebener Hochebene tief eingeschnittenen Thäler abließen; die künstliche Wasserhaltung beschränkte sich daher bis zu Ende des vorigen Jahrhunderts auf eine nur theilweise Hebung durch Menschenkraft und mittelst Rosskünsten; im Jahre 1789 war indess auf dem König Friedrich-Schachte der „Preußischen Hoheit“ eine Feuermaschine aus England zur Aufstellung gelangt, welche als die erste Bergwerks-Dampfmaschine in Deutschland erscheint*).

Von 1812 an wurden verbesserte Dampfmaschinen aufgestellt und unterscheiden sich die diesfälligen Konstruktionen durch nichts von den allgemein üblichen Wasserhaltungsmaschinen der verfloßenen Jahrzehnte. In der Mitte der Siebziger-Jahre traten jedoch Verhältnisse und Schwierigkeiten ein, welche dem Maschinenwesen der Wasserhaltung eine ganz andere Gestaltung gaben.

Der Bau gelangte nämlich um diese Zeit unter die Sohle des Schlüsselstollens; die Förderung, also die unterirdische Raumaufschließung und demnach auch die Wasser-Erschrottung vermehrte sich erheblich und der große Salzgehalt der Wässer von 14 bis 18%, wie auch die Nothwendigkeit der Schachtteufungen in der Nähe des Schlüsselstollens zwangen dazu, daß alle Maschinen auf die Schlüsselstollensohle heben mußten. Durch diese Umstände entstanden eigenthümliche Schwierigkeiten nach vier Richtungen hin: nämlich in Betreff der zu haltenden Wasserquantität, in Betreff der chemischen Zusammensetzung der Wässer, in Betreff der großen Teufe und endlich in Betreff der Plötzlichkeit des Durchbruches der Wässer aus den unvorherzusehenden Schlottenräumen. Hiernach mußten sehr schwere und starke Maschinen erbaut werden und erhielten die ersten Tiefbauanlagen die um jene Zeit allgemein üblichen Anordnungen: nämlich direkt wirkende Maschinen, Hebepumpen und Holzgestänge. Um dieselbe Zeit (1874) war jedoch auf der, der Mansfelder Gewerkschaft gehörigen Kohlenzeche Urbanus in Westphalen eine Maschine nach neuen Prinzipien: Rittinger-Sätze, Runderisengestänge

*) Zu Schemnitz in Ungarn wurde eine Feuermaschine bereits 1722 aufgestellt.

*) Die Kohlen kosteten loco Bahn pr. Ctr. à 50 Kgr. = 80 Pfennige.

und hydraulischer Ausgleich der Gestänge, aufgestellt worden; diese Prinzipien bewährten sich sofort derart, daß sie bei den unterdeß nothwendig gewordenen neuen Tiefbauanlagen des Kupferschieferbergbaues zur Anwendung gelangten und nach den bisherigen Erfahrungen hier nunmehr auch ausschließlich beibehalten werden. Die für diese Entschließungen maßgebend gewesene Urbanus-Maschine hebt aus 230 m Teufe mittelst 4 Hubsätzen von 12 bis 88 m Höhe, bei 1674 mm Cylinderdurchmesser, 3140 mm Hub und bei 6 Hübem im Maximum pro Minute 12·0 Ctr. Wasser, konsumirte 1888 pro 100 Meter-Tonnen Nutzleistung 1·3 kg Steinkohle und verursachte im Ganzen 1887 = 0·95 Pfg., 1888 = 0·97 Pfg. Betriebskosten pro 100 mt Nutzleistung.

2. Die Erfahrungen mit den neueren Wasserhaltungsmaschinen haben im Mansfelder Gebiete nunmehr zu folgenden Grundsätzen geführt:

a) Bei allen großen und maßgebenden Anlagen wird das System der oberirdischen Maschinen gewählt.

Der Hauptgrund dieser Entscheidung liegt in der Vermeidung des Ersaufens; er wird festgehalten, trotzdem die Mansfelder Maschinen nur bis zur Schlüsselstollensohle heben, also zur Zeit 90 bis 180 m todes Gestänge führen.

b) Ueberall werden Balanciermaschinen, und nach den neueren Erfahrungen solche ohne Rotation vorgezogen.

c) Die Gestänge bestehen aus doppelten Rundeisen von 245 bis 275 mm Durchmesser.

d) Ueberall werden neuestens Rittinger-Pumpen wegen des geradlinigen Aufsteigens des Wassers, und weil sie wenig Platz beanspruchen, angewendet.

e) Die Gestänge werden überall auf Zug in Anspruch genommen.

f) Zu diesem Zwecke dient am besten der hydraulische, durch Haniel-Lueg'sche Kraftgeneratoren unterstützte Ausgleich, dessen Akkumulation 40 bis 70 Atmosphären Pressung ohne allen Anstand vertragen hat.

g) Die Saugsätze werden nicht höher als 5 bis 8 m, die Drucksätze nicht höher als 60 bis 70 m, ausnahmsweise 100 m gewählt.

h) Kessel, Kraftmaschine, Zwischengeschirr (Gestänge) und Operationsmaschine (Plunger und Ventile) sind als ein zusammengehöriges Ganze zu betrachten, demgemäß zu konstruieren und zu überwachen. Gegen diesen einfachen wissenschaftlichen Grundsatz wird leider noch allzu oft verstoßen, indem man das wissenschaftliche Augenmerk vornehmlich auf die Kraftmaschine zu verlegen liebt.

i) Alle neueren Maschinen sind Compound-Maschinen; es ist also die größte Sorgfalt auf die verschiedenen Größen der Cylinder und auf die Dampfdrücke zu legen; ebenso sind die Dimensionirungen der Plunger und Ventile in den verschiedenen Sätzen sorgfältigst zu behandeln.

k) Im Allgemeinen ist noch folgendes Erfahrungsmateriale zu erwähnen:

α) Bei den älteren Wasserhaltungsmaschinen der ganz allgemein üblichen Typen wurden die Cylinder sehr häufig zu groß und die Steigröhren zu klein gewählt und muß in der Regel mit großen Dampfdrücken gearbeitet werden; die Hube sind in Wirklichkeit weit weniger und kleiner, als in der Konstruktion kalkulirt; die Ventile verursachen

zu viel Reibung und die Wasserbewegungen sind bei den üblichen Drucksätzen zu widersinnig, zu rechtwinkelig abbiegend, zu gezwängt, also mit zu viel Widerständen behaftet; die Saughöhen werden vielfach zu groß genommen und die Gestängeführungen sind vielfach zu nachtheilig; die Pumpen arbeiten, wie der Herr Maschinen-Inspektor Hammer in einem diesfälligen Vortrage sich treffend ausdrückte, nur allzu häufig wie Rammen. Alle diese Fehlerquellen können zu 10% Wasserreibung, 15% Gestängewiderstand, 25% Maschinenwiderstand taxirt werden, so daß der Nutzeffekt kaum 50% beträgt.

β) Werden dagegen Rittinger-Sätze, eiserne Gestänge und hydraulische Ausbalancirung der Gestänge, letztere oben und unten und in solcher Anordnung, daß das Gestänge stets auf Zug in Anspruch genommen wird und die Maschine nichts zu thun hat, als das Wasser zu heben, angewendet, so treten ungemein wesentliche Vortheile ein. Die Maschine arbeitet ruhiger und folgt dem Geiste des Konstrukteurs; das Gestänge, dessen Durchmesser d sich zur Länge l bei den Mansfelder Schachtteufen wie etwa 1 : 1400 verhält, hat, auf Zug in Anspruch genommen, nichts Widersinniges mehr an sich; die frühere Gestängegeschwindigkeit von etwa 0·7 m kann ohne Bedenken auf 2·0 m erhöht werden und die außer der Kraftmaschine liegenden Nebenwiderstände, also diejenigen der Pumpen, lassen sich erfahrungsgemäß auf 8 bis 9% ermäßigen.

Die Folge dieser Neuerungen und Verbesserungen drückt sich beim Mansfelder Bergbaue dadurch aus, daß die Kohlenkosten, welche im Jahre 1878 bei den alten Maschinentypen noch 7·08 Pfg. pro 100 mt Nutzleistung betrugen, in den Jahren 1887 auf 3·1 Pfg., 1888 auf 3·08 Pfg. herabgedrückt wurden, also naturgemäß der Dampfverbrauch wesentlich verringert worden ist.

γ) Allerdings kosten diese neueren Maschinen um 25 bis 30% mehr, als diejenigen der älteren und im Bergbaue heute noch allgemein üblichen Typen; allein dies schlägt gar nicht zu Buche. Es finden nämlich bei den neueren Typen weniger Reparaturen an der Maschine, im Gestänge und an den Pumpen statt. Dann wird bedeutend an Kesseln gespart; denn früher hatte man pro Pferdekraft etwa 2·4 m² Heizfläche nöthig; heute kann dieselbe auf 0·8 m² reduziert werden, und ist diese Reduktion von finanzieller Bedeutung, weil 1 m² Kesselheizfläche immerhin auf 130 bis 180 Mk. veranschlagt werden muß. Endlich kommt die Kapitalisirung der Kohlenersparung und der Bedienung der Kessel in Betracht.

Bei der mechanischen Leistung der sämtlichen Mansfelder Pumpen im Jahre 1888 von 1742 Mill. Meter-Tonnen macht allein die jährliche Brennkosten-Ersparung von 7·08 — 3·08 = 4·00 Pfg. pro 100 mt rund 696.800 Mk. aus, was einem Anlagekapitale von nicht weniger als rund 14 Mill. Mark entspricht.

δ) Demnach sind die im Wege des vergleichenden Studiums gewonnenen Mansfeldischen Erfahrungen gerade bei der Wasserhaltung von sehr großer Bedeutung für die Wissenschaft vom Bergbaue. Diese Erfahrungen haben aber für uns Oesterreicher auch noch ein patriotisches Interesse; durch sie werden die Namen unseres ehemaligen Vereins-

präsidenten Peter von Rittinger und unseres Landmannes Bockholtz*) erneut belebt.

3. In Betreff des Umfanges und der Statistik der Mansfelder Wasserhaltung ist Folgendes hervorzuheben:

a) Zur Zeit bestehen auf dem Mansfelder Bergbaue 23 Wasserhaltungsmaschinen, wovon 5 Stück unterirdische sind; diese letzteren, sowie 5 oberirdische Maschinen sind von verhältnismäßig geringer Stärke; dagegen fallen 13 oberirdische durch ihre Konstruktionen und ihre bedeutenden Leistungen auf; diese allein vermöchten nämlich im Maximum 168 Kub.-Mtr. Wasser pro Minute zu heben.

Alle Maschinen dürften eine maximale Leistungsfähigkeit von 180 bis 190 Kub.-Mr. pro Minute aus 150 bis 155 m mittlerer Teufe besitzen.

In Wirklichkeit betragen jedoch die künstlich auf die Schlüsselstollensohle gehobenen Wasser weit weniger.

Es wurden nämlich pro Minute der jährlichen Gesamtzeit

im Bereiche der Berginspektion		1887	1888
Nr. I	Kubikmeter pro Minute	12.886	13.964
Nr. II	" " " "	0.491	0.493
Nr. III	" " " "	6.370	7.046
Zusammen Kubikmeter ..		19.747	21.503

gehoben; also liegt eine Disposition der Wasserhaltung vor, welche eine 9- bis 10fache Sicherheit bietet. Aber selbst dieser Grad der Sicherheit genügt noch nicht; denn bei plötzlichen Ergüssen von Schlottenwässern ist eine partielle Ersäufung der Baue leider nur zu oft vorkommend.

b) Unter den 13 oberirdischen Wasserhaltungsmaschinen befinden sich 7 von besonderer Stärke; ihre hauptsächlichsten Dimensionen und Leistungen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Nr.	Schacht	Jahr der Erbauung	Schachteufe m	Hebungshöhe m	Cylinder		Pumpen		Leistung pro Min.	
					Anzahl Durchmesser des größten Cylinders mm	Größter Hub mm	Anzahl der Sätze Größter Plunger- Durchmesser mm	Anzahl der Hube	Kubikmeter	Wasser
1	Segen Gottes ..	1876	226	133	1	2092	3766	1	814	9.5
2	Otto II, II. Sohle	1880	210	130	2	1900	3300	4	900	14.0
3	Otto II, IV. Sohle	1884	340	260	2	1900	3300	6	900	14.0
4	Otto IV	1889	340	260	2	2480	2660	2	705	16.0
5	Ernst IV	1886	369	192	3	1600	4500	2	560	16.8
6	Glückhelf	1884	316	191	1	2210	3766	3	850	12.8
7	Freiesleben	1874	230	120	1	1412	3766	3	750	6.6

Die Maschine auf Segen Gottes wurde von der Märkisch-Schlesischen Aktiengesellschaft vormals Egells in Berlin, die Maschinen auf Otto II von der Société Cockerill in Seraing, die auf Otto IV von der Sächsischen Maschinenfabrik

*) Der Herr General-Inspektor August Bockholtz der österr. Staatseisenbahn-Gesellschaft machte 1869 die Erfindung eines Kraftregenerators zur Ausnützung der Gestängearbeit (conf. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 1873 und Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1884, pag. 260).

in Chemnitz, diejenige auf Ernst IV von der „Germania“ in Berlin und die auf Glückhelf von der „Union“ in Essen gebaut.

Mit Ausnahme der Maschine auf Otto II (zweite Sohle), welche ein Gegengewicht hat, sind alle diese Maschinen im Gestänge hydraulisch ausgeglichen und zumeist mit Kraftregeneratoren, Patent Haniel und Lueg*) in Düsseldorf, versehen. Die Maschinen auf Otto II sind Balanciermaschinen mit Rotation; bei der neuen Ernst IV-Maschine ist das Balanciersystem ohne Rotation gewählt worden und hat bei der Konstruktion das Bestreben vorgeherrscht, bei verschiedenen Füllungsgraden gleiche Kolbendrucke in den Cylindern, sowie auch gleiche Kolben- und Dampfgeschwindigkeiten zu erzielen. Die Gestängegewichte repräsentiren sehr bedeutende Lasten; so wiegt das Gestänge

auf Glückhelf = 150.000 kg

„ Otto II, zweite Sohle = 148.630 „

„ Otto II, vierte Sohle = 308.429 „

„ Ernst IV = 324.000 „

Von dem letzteren Gestängengewichte sind 195.000 kg oben und 95.000 kg unten hydraulisch, und 34.000 kg durch den Regenerator ausgeglichen.

Die beiden großen Otto-Schächter Maschinen halten jede 1000, die Ernster Maschine sogar 1400 Pferdekraft Brutto; letztere ist zur Zeit die größte Bergwerksmaschine in Europa. Der Anblick dieser gewaltigen Maschinen, in ihren bis 23 m hohen Gebäuden**) ist geradezu ein großartiger, und der Fachmann empfängt dabei bleibende Eindrücke über die große kulturelle und civilisatorische Mission der technischen Wissenschaft, dieser regierenden fünften Falkultät unserer Zeit.

c) In Betreff der durch die Wasserhaltungsmaschinen geleisteten mechanischen Arbeit, des Verbrauches von Brennmaterial (Stein- und Braunkohle) und der Hebungskosten sind die nachfolgenden, aus dem Geschäftsberichte der Gewerkschaft pro 1888 zusammengestellten Daten von großem allgemein praktischen und wissenschaftlichen Werthe.

Nr.	Gegenstand	1887	1888
1	Geleistete mechanische Arbeit in 100-Meter-Tonnen	15,036.860	17,422.555
2	Mittlere Nutzleistung während der Gesamtzeit Pferdekkräfte	635.6	734.2
3	Kohlenverbrauch im Ganzen, in Centnern à 50 Kilogramm	755.477	827.935
4	Kohlenverbrauch pro 100 Meter-Tonnen, in Centnern à 50 Kilogr.	0.050	0.048
5	Kosten des Brennmaterials im Ganzen Mark	468.009.15	544.983.46
6	Kosten des Brennmaterials pro 100 Meter-Tonnen Pfennige	3.10	3.08
7	Gesamtkosten des Betriebes, Mark	646.183.41	721.241.23
8	Betriebskosten im Ganzen pro 100 Meter-Tonnen Pfennige	4.3	4.1
9	Die Kosten des Brennmaterials betragen Procente d. Gesamtkosten	72%	75%
10	Gehobene Wassermenge pro Minute der Gesamtzeit . . . Kubikmeter	19.747	21.503
11	Demnach berechnet sich die mittlere Hebungshöhe auf Meter . . .	145.0	154.0

*) Zeitschrift für das Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1884, pag. 260.

**) Das Mittelschiff der Wiener St. Stefanskirche ist 25 m hoch.

Wie groß der Einfluß der Kosten des Brennmaterials ist, läßt sich aus den Hebungskosten der Steinkohlenzechen Urbanus und Colonia in Westphalen beurtheilen, welche Eigenthum der Mansfelder Gewerkschaft sind. Dort betrug der Kohlenverbrauch pro 100 *mt* mechanische Nutzleistung im Jahre 1888: bei Urbanus 0·026, bei Colonia 0·044 Centner; die gesammten Betriebskosten pro 100 *mt* 1888 bei Urbanus 0·97 Pfg., bei Colonia 1·25 Pfg.; die Kohlenkosten betrugen 52 %, beziehentlich 28 %.

d) Zum weiteren Vergleiche dienen folgende Angaben: Auf Sulzbach-Altenwald *) wurden pro Pferdekraft-Stunde Nettoleistung 9·98 *kg* Steinkohle verbraucht. Die sämtlichen Saarbrückener Gruben **) benötigten 1874 pro Pferdekraft-Stunde 12·8 *kg* Kohle; seitdem ist dieser Betrag im Sinken, nämlich 1878 auf 8·1 *kg*, 1883 auf 5·4 *kg*. Die gesammten Kosten der Wasserhebung betrugen bei den Saarbrückener Gruben im Durchschnitte: 1874 = 26·0 Pfennige, 1878 = 9·8 Pfennige, 1883 = 6·7 Pfennige pro Pferdekraft-Stunde. Die Gestängemaschinen benötigten daselbst pro Pferdekraft-Stunde 2·3 bis 7·4 *kg* Kohle, die unterirdischen Maschinen aber 5·2 bis 11·4 *kg* Kohle; die Betriebskosten betrugen 3·4 bis 9·7, beziehungsweise 5·0 bis 17·0 Pfennige.

VII. Die Wetterführung.

Die Beschaffung frischer und ausreichender Wetter stößt bei dem Mansfelder Bergbau auf einige eigenthümliche Hindernisse; dieselben bestehen in dem Vorhandensein sehr langer und niedriger Arbeitsstöße; dann in dem Umstande, daß die frischen Wetter sich in dem ausgedehnten Bergversätze (in der Mäure) verlieren; endlich darin, daß ein starker Wetterzug vor dem Strebstoße im Interesse der Gesundheit der Arbeiter vermieden werden muß. Diese Hindernisse werden indess durch vier Einrichtungen so vollkommen besiegt, daß die Wetter im Bergwerke als ganz vorzüglich bezeichnet werden können. Es sind nämlich: a) entsprechende Ventilatoren aufgestellt; b) erhalten die Wetter eine sehr lebhaft Förderung dadurch, daß entlang den Förderschächten die Dampfrohre für die Hinabbringung des Dampfes zu den unterirdischen Maschinen für die Seilförderung auf den Rampen angebracht sind; c) wird die „Mäure“, wo es besonders nöthig erscheint, mit Mörtel angeworfen, und d) werden in ausnahmschwierigen Fällen entlang der Hauptwetterwege im Flötze Sicherheitspfeiler stehen gelassen. Die Wettermaschinen sind erst in neuerer Zeit (1882 bis 1884) aufgestellt worden; es sind durchwegs Guibal-Ventilatoren mit 2·5 *m* Flügelweite und 9 bis 11 *m* Raddurchmesser; jeder Ventilator besitzt zwei Maschinen (beziehentlich Cylinder), eine zum Betriebe, die andere zur Reserve. Entsprechend der Tourenzahl von 30 bis 60 sind auch die beiden Cylinderdurchmesser jedes Ventilators gewählt. Die kleineren Cylinder haben 300 *mm* bis 320 *mm* Durchmesser, die größeren 400 bis 525 *mm*. Die Hublänge wechselt zwischen 700 bis 1000 *mm*. Für den Ausnahmefall, daß der kleinere, für 30 Touren bestimmte Cylinder als Reserve

bei größter Tourenzahl dienen soll, genügen bei nahezu vorhandener Vollfüllung seine Dimensionen, um die verlangte Arbeit, wenn auch ohne Dampfökonomie, zu leisten. Der „Guibal“ auf dem Eduard-Schachte hat zwei Cylinder von 300 und 400 *mm* und 700 *mm* Hub, 9 *m* Raddurchmesser und 2·5 *m* Flügelbreite; bei 30 Touren pro Minute und $\frac{3}{10}$ Füllung des kleineren Cylinders werden immerhin noch 10 *mm* Depression erzielt. Indikatorversuche ergaben bei 0·71 *kg* Dampfdruck und 4·67 HP. eine Ansaugung von 450 *m*³ Wetter pro Minute.

Mit Hilfe dieser hier besprochenen Einrichtungen werden Wetterquantitäten von 1 bis 2 *m*³ pro Mann Belegschaft und pro Minute (in Steinkohlen-Bergwerken mit Schlagwetter werden bekanntlich 2·7 bis 3·5 *m*³ gerechnet) erzielt und muß dieses Quantum für die Mansfelder Verhältnisse als vollkommen ausreichend bezeichnet werden.

Die sehr bedeutsamen fachwissenschaftlichen Beobachtungen, welche die Mansfeldische Ober-Berg- und Hütten-direktion vornehmen läßt und welche dieselbe auszeichnen, haben sich auch auf die Ventilatoren erstreckt. Ueber die drei Ventilatoren auf Ernst, Freiesleben und Eduard wurden folgende summarische Erhebungen gepflogen:

Nr.	Gegenstand	1887	1888
1	Indizirte Leistung in 100 Meter-Tonnen .	386.138	387.664
2	Pferdekraft-Nutzleistung während der Gesamtzeit	16.2	16.2
3	Kohlenverbrauch im Ganzen, in Centnern à 50 <i>kg</i>	67.373	56.627
4	Kosten dieser Kohlen Mark	32.609 ₆₁	26.282 ₄₄
5	Kohlenverbrauch pro 100 Meter-Tonnen Leistung Ctr.	0.18	0.14
6	Kohlenkosten pro 100 Meter-Tonnen Pfg.	8.4	6.8
7	Gesamnte Betriebskosten aller drei Ventilatoren Mark	42.569 ₀₅	36.009 ₁₂
8	Betriebskosten pro 100 Meter-Tonnen Pfg.	11.0	9.3
9	NB. Die Ventilatoren auf den gewerkschaftlichen Kohlengruben in Westphalen ergaben gesammte Betriebskosten pro 100 Meter-Tonnen bei „Urbanus“ . Pfg.	5.6	5.4
10	bei „Colonia“ . Pfg.	1.3	1.0
11	Die Mansfelder Kohlenkosten betrugen Procente der Gesamtkosten	76 %	73 %
12	Die westphälischen Kohlenkosten betrugen Procente der Gesamtkosten	76 %	73 %

VIII. Die Fahrung.

Bis zum Jahre 1850 fuhren die Mannschaften auf den gewöhnlichen Fahrten ein; 1850, 1867 und 1874 wurden drei Fahrkünste erbaut, von denen jedoch nur noch eine (auf dem Bolze-Schachte) besteht. Neben dieser fahren die Leute jetzt durchwegs auf dem Seile ein, mit Ausnahme auf dem Martin-Schachte, der nur 128 *m* tief ist und gewöhnliche Fahrten enthält.

Für die Fahrung am Seile bietet immer der Zustand des Seiles die Hauptgewähr; diese Ueberwachung der Seile ist eine ausserordentlich scharfe und sind bis in neuerer Zeit, wie schon früher bemerkt wurde, sogar einzelne Seilfahrungen ohne Fangvorrichtung gestattet gewesen; zur Zeit werden dieselben überall eingerichtet.

*) Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen, Band XXIII, pag. 60.

**) Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen, Band XXXIII, pag. 303 und 305.

Die Fahrgeschwindigkeit darf 5 m nicht übersteigen. Um die Förderschächte durch die Einfahrung der Mannschaft nicht allzusehr zu belasten, werden in neuerer Zeit besondere Fahrschächte abgeteuft. Die Fahrung erfolgt sowohl in einfachem Korbe, z. B. auf Ernst I mit 7 Mann, theils auch in Etagenkörben, z. B. auf Ernst III 16 Mann in zwei Etagen.

Von großem Interesse sind in unseren Tagen der Strikes die Erhebungen über den Zeitbedarf zum Einfahren an dem Seile und auf der Fahrkunst:

a) Auf Ernst I (Seil), 376 m tief,
fahren Früh 4 $\frac{1}{2}$ bis 6 $\frac{1}{2}$ Uhr = 2 St. 450 Mann ein
" Mittags 12 $\frac{1}{2}$ " 3 $\frac{3}{4}$ " = 3 $\frac{1}{4}$ " 415 " "
" Abends 9 $\frac{1}{4}$ " 11 " = 1 $\frac{3}{4}$ " 204 " "
Summa 7 St. 1069 Mann.

b) Auf Ernst III (Seil), 250 m tief,
fahren Früh von 5 bis 6 $\frac{1}{4}$ Uhr = 1 $\frac{1}{4}$ St. 260 Mann ein
" Mittags " 1 $\frac{1}{4}$ " 2 $\frac{1}{2}$ " = 1 $\frac{1}{4}$ " 234 " "
" Abends " 9 $\frac{1}{2}$ " 10 $\frac{1}{2}$ " = 1 " 149 " "
Summa 3 $\frac{1}{2}$ St. 643 Mann.

c) Auf Bolze-Schacht (Fahrkunst), 180 m tief,
fahren Früh von 4 $\frac{1}{2}$ bis 6 $\frac{3}{4}$ Uhr = 2 $\frac{1}{4}$ St. 454 Mann ein
" Mittags " 12 $\frac{1}{2}$ " 3 $\frac{1}{2}$ " = 3 St. 440 " "
" Abends " 9 $\frac{1}{4}$ " 11 $\frac{1}{2}$ " = 2 $\frac{1}{4}$ " 210 " "
Summa 7 $\frac{1}{2}$ St. 1104 Mann.

Daher pro 1000 Mann überhaupt	pro 1000 Mann auf 100 m
auf Ernst I, 376 m tief, 6·5 Std. Fahrzeit	1·7 Stunden Fahrzeit
" Ernst II, 250 m " 5·4 " "	2·2 " "
" Bolze, 180 m " 6·8 " "	3·3 " "

IX. Bohrmaschinen-Betrieb.

Wie schon im III. Abschnitte nachgewiesen wurde, wird bei der derzeitigen Förderquantität alljährlich eine Flötzfläche von etwa 1·6 km² verhauen; es ist daher nöthig, daß die Herrichtung neuer Tiefbaufelder, also die Treibung der Querschläge in dem Liegenden und der Wasser- und Haupt-Förderstrecken im Flötze ungemein rasch vor sich gehen muß. Schon in den Siebziger-Jahren nahm die Förderung einen solchen Aufschwung an, daß auf die inzwischen durch den Tunnelbau wesentlich geförderte, maschinelle Bohrung solcher Querschläge und Strecken ernstlich Bedacht genommen werden mußte; dieser Betrieb wurde 1880 beschlossen, 1883 theilweise und seit 1884 in forcirter Weise in Gang gesetzt.

Innerhalb der vier, beziehentlich fünf Jahre von 1883 bis 1888 sind nun in der That bereits rund 16 Kilometer solcher Querschläge und Strecken maschinell aufgefahren worden; es liegt demnach eine Leistung vor, welche sich mit unseren größten Tunnelbauten erfolgreich messen kann, und welche die Hauptursache ist, weshalb wir Tunnel-Ingenieure den Mansfelder Bergbau als ein überaus wichtiges Studienobjekt für unsere Spezialwissenschaft ansehen müssen; und dieß umsomehr, als die Verhältnisse bei diesem Bergbau derartig liegen, daß der Bohrmaschinen-Betrieb gar nicht mehr unterbrochen

werden kann, er also im Mansfeldischen einer konsequenten und weiteren Ausbildung entgegenseht.

Aber nicht allein in diesen Umständen liegt der wissenschaftliche Werth der Mansfeldischen Gesteinsbohrung, sondern vornehmlich auch noch in drei anderen Dingen. In den Revieren steht überall dasselbe Gestein an; die Erfahrungen gewinnen also hiedurch ganz wesentlich an Stabilität; dann sind die Leistungen und Kosten der Handarbeit in demselben Gesteine durch die langjährige Erfahrung so festgestellt, daß ein ganz maßgebender Vergleich mit der Bohrmaschinen-Arbeit ermöglicht ist; endlich hat die Mansfelder Direktion sich entschlossen, sowohl das Stoßbohrsystem, wie das Drehbohrsystem eingehend zu erproben, um darüber klar zu werden, welches System von ihr für die Zukunft beibehalten werden soll; es liegt also gerade in dieser letzteren Hinsicht ein maßgebendes Erfahrungsmateriale vor, weil beide Systeme in denselben Gesteinsarten gearbeitet haben. Aus all' dem ist erkennbar, daß die Mansfelder Erfahrungen nicht nur wegen ihres großen Umfanges, sondern wegen ihrer durch die stabilen Gesteinsverhältnisse bestimmten Begrenzung eigentlich einen größeren wissenschaftlichen Werth besitzen, wie es diejenigen im Tunnelbau sind, zumal hier die Gesteinskosten immer nur Eigenthum einiger weniger Eingeweihter bleiben. Es soll nun die Mansfelder Bohrung in mehreren Absätzen kurz besprochen, und kann in Betreff weiterer Details auf die soeben erschienene, überaus wichtige Publikation des Herrn Bergmeisters Schrader junior zu Eisleben*) hingewiesen werden, welcher mit der Leitung des Bohrwesens, unterstützt durch die Steiger Herren Franke und Schimpf, betraut ist.

1. Umfang der bisherigen Bohrung.

Während der genannten Zeit war der Bohrmaschinenbetrieb an die Ingenieurfirmen Herren Fröhlich & Klüpfel in Barmen, welche mit Fröhlich'schen Perkussionsmaschinen, und Herren Brandt & Brandau, welche mit Brandt'schen Rotationsbohrern arbeiten, in Unternehmung übertragen.

Brandt & Brandau haben aus örtlichen Gründen mit einer maschinellen Anlage im Ernstschächter Gebiete des Kuxberger Revieres im Rothliegenden des Querschlaßes und im Flötzgebirge der III. Tiefbau-Nord- und Süd-Förderstrecken innerhalb der Zeit vom Februar 1884 bis März 1889 zusammengekommen die Länge von 6609 m erbohrt. Fröhlich & Klüpfel haben aus örtlichen Gründen mittelst dreier Anlagen auf den Freieslebener Schächten, im Schafbreiter Reviere und im Hirschwinkeler Reviere innerhalb der Zeit vom September 1883 bis Jänner 1889 im Ganzen die Länge von 6808·3 m im Akkordwege erbohrt.

Im Juli 1888 hat die Direktion mit den Bohrungen in eigener Verwaltung begonnen und zu diesem Zwecke im Schafbreiter Reviere eine Neuanlage mit Jäger'schen Stoßbohrmaschinen hergestellt; vom Frühjahr 1889 an wurde der Unternehmerbetrieb überhaupt ganz aufgelassen und überall in eigener Regie gebohrt.

Mit dieser Neuanlage und mit Benützung einer vervollständigten älteren Anlage wurden im Schafbreiter und

*) Zeitschrift für Berg-, Hütten- und Salinenwesen 1889, pag. 295.

im Hirschwinkeler Reviere vom Juli 1888 bis Mai 1889 im Ganzen $1073 + 417 = 1490\text{ m}$ bei forcirtem Betriebe, und vom Jänner bis Mai 1889 bei langsamem Betriebe im Ganzen 648.1 m in eigener Regie aufgefahren. Die bisherigen gesammten Erfahrungen erstrecken sich also auf die Kosten von 5 Anlagen und von 15.555 m Querschlag- und Streckenbohrung. Außerdem wurde 1888 und 1889 ein gelungener Versuch mit maschineller Streb-schießarbeit unternommen, welcher sich bis Mai 1889 auf 1088.8 t Förderung gültiger Schiefern erstreckt.

2. Anlagekosten.

a) Kosten der Stoß-Bohranlage auf den Freieslebener Schächten (benützt während 2 Jahren auf 1496.5 m Querschlag- und Streckenlänge).

Nr.	Gegenstand der Anlage	Mark	Pfg.
1	Kompressoren und Luftreservoir	22.516	88
2	Zwei Röhrenkessel à 50 m^2 Heizfläche	14.825	2
3	Maschinenhaus und Werkstätte	1.738	24
4	Bohrmaschinen System Fröhlich	5.276	90
5	Hydraulische Spannsäulen	2.847	80
6	Luftschläuche, Luftvertheiler, Hähne und Ventile	3.839	4
7	Rohre sammt Einbau	5.917	65
8	Insgemein	378	20
Summe		57.340	7
Macht pro laufenden Meter Benützungslänge		38	30

b) Kosten der Stoß-Bohranlage im Schafbreiter Reviere, Schacht Otto III (benützt während 3 Jahren auf 3400 m^3 Querschlag- und Streckenlänge).

Nr.	Gegenstand der Anlage	Mark	Pfg.
1	Kompressoren	16.243	40
2	Zwei Dampfkessel à 50 m^2 Heizfläche	15.577	18
3	Maschinen- u. Kesselhaus, Werkstätte, Kauenstube	6.310	14
4	Bohrmaschinen	7.945	—
5	Spannsäulen und Klammern	3.710	10
6	Luftschläuche, Luftvertheiler, Hähne und Ventile	10.579	68
7	Rohre sammt Einbau	29.817	80
Summe		90.183	30
Macht pro laufenden Meter Benützungslänge		26	52

c) Kosten der Stoß-Bohranlage im Hirschwinkeler Reviere (benützt während $2\frac{1}{2}$ Jahren auf 1911.5 m Querschlag- und Streckenlänge).

Nr.	Gegenstand der Anlage	Mark	Pfg.
1	Reparatur, Transport und Aufstellung der Freieslebener Kompressoren	9.889	72
2	Reparatur, Transport u. Aufstellung der zwei Dampfkessel	803	33
3	Beschaffung eines dritten Kessels	7.948	73
4	Gebäude	5.825	25
5	Luftleitung	12.904	8
6	Dynamitmagazin	436	3
Summe d. ganzen Anlage m. theilw. Ben. einer älteren		37.807	14
Macht pro laufenden Meter Benützungslänge		19	77

d) Kosten der Stoß-Bohranlage für den eigenen Betrieb auf Otto-Schacht III.

Nr.	Gegenstand der Anlage	Mark	Pfg.
1	Anschaffung und Aufstellung des Chlotilde-Schächter Kompressors nebst Windkessel	8.972	96
2	Hausbauten	795	12
3	19 Jäger'sche Bohrmaschinen (excl. der letzten Raten)	8.309	35
4	Spannsäulen	3.923	60
5	Uebnahme der Werkstatteinrichtung und einer Anzahl von Luftschläuchen und Luftvertheilern von Fröhlich & Klüpfel	4.988	30
6	Drehbank	1.485	50
7	Luftleitung	8.125	25
8	Ventilatoren (Patent Burkhardt und Weiss)	215	30
Summe		36.815	38

e) Kosten der Stoß-Bohranlage für den eigenen Betrieb im Hirschwinkeler Reviere (mit Benützung alter Anlage).

Dieselben umfassen lediglich die Uebnahme der Werkstatteinrichtung und der Luftschläuche und Reserve-theile, welche der Unternehmung Fröhlich & Klüpfel gehörten; der Gesamtbetrag beläuft sich auf 8767.13 Mk.

f) Kosten der Drehbohranlage in dem Kuxberger Reviere (benützt während 5 Jahren auf 6609 m Querschlag- und Streckenlänge).

Nr.	Gegenstand der Anlage	Mark	Pfg.
1	Presspumpe	24.613	57
2	Betriebs-Dampfmaschine	9.911	95
3	Gebäude und Wasserbassin	26.871	35
4	Einrichtung der Werkstätte	5.024	—
5	Bohrmaschinen (à 4200 Mk.), Spannsäulen (à 1600 Mk.), Bohrwage, Gestänge etc.	25.200	—
6	Druckwasserleitungen	48.620	—
7	Druckleitung und Steigleitung für die Wassersäulenmaschinen, Dampfrohe	12.773	56
8	Einbau der Rohre in den Schächten	5.212	82
9	Wassersäulenmaschine	12.750	—
10	Herstellung des unterirdischen Raumes für dieselbe	1.510	80
11	Einbau der Wassersäulenmaschine	1.695	75
12	Wasserleitung von dem Schmidt-Schachte nach den Ernstschächten	4.650	31
13	Drillings-Dampfpumpe und deren Gebäude	17.046	1
Summe		196.372	19
Macht pro laufenden Meter Benützungslänge		22	28

Werden die Anlagekosten für den Unternehmerbetrieb im Auge behalten, so ist hervorzuheben, daß Brandt & Brandau mit einer Anlage von $196.372.19\text{ Mark}$ 6609 m Länge aufgefahren haben, also pro Meter Querschlag- und Streckenlänge (einschließlich der Leitungen durch den Schacht) 29.71 Mk. Anlagekosten entfallen; Fröhlich & Klüpfel haben dagegen mit drei Anlagen, welche zusammengenommen $185.330.51\text{ Mk.}$ gekostet haben, 6808.3 m Länge aufgefahren, also kostete die Anlage pro Meter Auffahrung 27.22 Mk. einschließlich der Leitungen durch die Schächte. Wird jedoch kaufmännisch gerechnet, also die Benützungszeit und die Auffahrungslänge in Betracht gezogen und die jährliche Amortisation und Verzinsung

der Anlage entsprechend den Mansfelder Verhältnissen mit 15% in Rechnung gestellt, so gestalten sich die Anlagekosten pro Meter Auffahrungslänge wie folgt:

a) bei den Stoßbohrmaschinen der Freieslebener

Anlage 11.50 Mk.

" " " der Schafbreiter

Anlage 11.93 "

" " " der Hirschwinkeler

Anlage 7.42 "

b) bei der Drehbohr-Anlage hingegen zu 22.28 "

Dieser Ausweis spricht also entschieden zu Gunsten des Stoßbohrsystems.

3. Erfahrungen über die Schnelligkeit der Bohrung bei dem Unternehmer-Betriebe.

Hiebei sind zu unterscheiden: a) die Bohrsysteme, b) die Gesteinsfestigkeiten und c) der Vergleich mit der Handbohrung, über welcher letztere eine ungemein eingehende und langjährige Aufzeichnung besteht. Die Schnelligkeit der Bohrung bezieht sich auf die erzielte mittlere Streckenlänge während eines Arbeitstages.

Nr.	Gebirgsart	Stoßbohr-System	Drehbohr-System
I. Mittlerer Fortschritt in Metern pro Arbeitstag.			
1	Querschläge im Rothliegenden, bei sehr vielem und festem Conglomerate, Meter	3.11	—
2	dto. bei viel Conglomerat Meter	—	3.22
3	dto. bei wenig Conglomerat Meter	3.89	3.15
4	Strecken im milden Flötz- und Dachgebirge Meter	4.76	5.74
5	Die größten mittleren Tagesleistungen während des günstigsten Monates betragen im Flötz- u. Dachgebirge, Meter	6.170	7.027
II. Vergleich des täglichen Fortschrittes mit der Handarbeit.			
1	Im festen und sehr festen Gesteine der Querschläge wie	4.06 : 1	3.54 : 1
2	Im milderen Flötz- und Dachgebirge wie	3.23 : 1	4.19 : 1

Hiernach ergibt sich zahlenmäßig dreierlei:

a) Im festen und sehr festen Gebirge ist das Stoßbohrsystem, und

b) im milderen Gebirge ist das Drehbohrsystem im Vortheile gewesen;

c) die täglich erzielten Fortschritte sind denjenigen vollkommen ebenbürtig, welche bisher im Tunnelbaue erzielt wurden.

4. Die Kosten des forcirten Unternehmer-Betriebes.

Im Bergbaue ist es üblich, die Gedinge und Akkordirungen pro laufenden Meter Stollen, Strecken und Querschläge zu stellen; dadurch wird es schwer, die Gesteungskosten zwischen verschiedenen Bergwerken und Tunnelbauten richtig vergleichen zu können; aus diesem Grunde wurden hier die Gesteungskosten auf einen Kubikmeter ausgehöhlten Raumes reduziert. Hiebei ist zu bemerken, daß in der Literatur die Dimensionen der Mansfelder zweigleisigen Hauptförderstrecken überall mit 2.5 m Breite und zumeist mit 2.2 m, oft aber auch mit 2.3 m Höhe angesetzt erscheinen; um nun keinem Bohrsysteme nachtheilig zu rechnen, sind diese Hauptförderstrecken hier überall mit $2.5 \times 2.2 = 5.5 m^2$ in Rechnung gestellt worden. Dann ist zu erwähnen, daß in den Gesteungskosten der Strecken und Förderquerschläge auch die Kosten des eventuellen Ausbaues und die Kosten des Schienengeleises enthalten sind; dafür sind pro Kubikmeter beim Stoßbohrbetriebe 1.91 Mk. und beim Drehbohrbetriebe 2.61 Mk. Kosten aufgelaufen. Hingegen sind beim Drehbohrsysteme die Kosten der Hebung des Betriebswassers noch hinzugeschlagen, dieselben betragen rund 1.2 Mk. pro Kubikmeter Auffahrung; auch ist nicht zu übersehen, daß bei dem Stoßbohrsysteme die Kraft überall künstlich erzeugt werden mußte, während beim Drehbohrsystem natürlicher Druck bis zu 37 Atmosphären, also bis zu 46% des nothwendigen Druckes zu Hilfe kam.

I. Betreffend das Stoßbohrsystem.

Nr.	Revier	Betriebsort	Länge m	Querschnitt m ²	Volumen m ³	Betriebskosten Mark	Mark pro 1 m ³
1. Maschinelle Bohrung.							
1	Freiesleben	Querschlag im Rothliegenden	772.5	4.1	3.167.25	90.010.23	28.42
2	"	" " "	724.0	4.4	3.185.60	120.279.73	37.76
3	Schafbreiter	" " "	1459.8	5.5	8.028.90	264.422.84	32.93
4	"	" " "	64.6	4.4	284.24	12.181.79	42.90
5	"	" " "	336.0	4.4	1.478.40	57.428.11	38.85
6	"	Förderstrecke im Flötzgebirge	109.6	5.5	602.80	18.206.33	30.19
7	"	" " "	1430.3	5.5	7.866.65	206.769.11	26.28
8	Hirschwinkeler	" " "	646.0	5.5	3.553.00	84.802.95	23.86
9	"	Querschlag im Rothliegenden	120.5	5.5	662.75	20.568.58	31.02
10	"	" " "	1145.0	5.5	6.297.50	195.227.46	31.00
11		Daher alle Querschläge	4621.4	5.0	23.104.64	760.118.74	32.89
12		Daher alle Flötzstrecken	2185.9	5.5	12.022.45	309.778.39	25.76
		Summen und Durchschnitte	6808.3	5.1	35.127.09	1.069.897.13	30.46
2. Vergleich mit der Handarbeit.							
Die Handarbeit würde gekostet haben:							
13		Bei den Querschlägen	—	—	23.104.64	512.356.68	22.10
14		Bei den Flötzstrecken	—	—	11.419.60	168.136.30	14.72
		Summen und Durchschnitte	—	—	34.524.10	680.492.95	19.70
3. Spezifikation der Kosten der maschinellen Bohrung.							
15		Gedinge an die Unternehmer	—	—	—	846.749.00	24.10
16		Verbrauchte Schienen und Schwellen	—	—	—	47.245.74	1.34
17		Verbrauchte Materialien zum Ausbaue	—	—	—	19.948.79	0.57
18		Kosten des Kompressorbetriebes	—	—	—	155.953.60	4.45
		Summen und Durchschnitte	—	—	35.127.09	1.069.897.13	30.46

II. Betreffend das Drehbohrsystem.

Nr.	B e t r i e b s o r t	Länge m	Quer- schnitt m ²	Volumen m ³	Betriebs- kosten Mark	Mark pro 1 m ³
1. Maschinelle Bohrung.						
1	Querschlag im Rothliegenden	103.20	4.4	445.40	15.986.25	35.1
2	" " "	1862.85	5.5	10.245.67	371.625.36	36.2
3	" " "	72.75	5.5	400.12	16.556.40	41.3
4	Summe der Querschläge	2038.80	5.4	11.119.38	404.168.01	36.3
5	Flötzstrecken	4569.90	5.5	25.134.45	775.553.61	30.8
	Gesamtsumme und Durchschnitt	6608.70	5.4	36.253.84	1.179.726.62	32.5
2. Vergleich mit der Handbohrung.						
Die Handarbeit würde in denselben Gebirgsarten gekostet haben:						
6	Bei den Querschlägen	—	—	10.245.67	234.899.38	22.9
7	Bei den Flötzstrecken	—	—	25.134.45	430.617.73	17.1
	Gesamtsumme und Durchschnitt	—	—	35.380.12	665.517.11	18.81
3. Spezifikation der Kosten der maschinellen Bohrung.						
8	Gedinge an die Unternehmer	—	—	—	786.619.01	21.61
9	Verbrauchte Schienen und Schwellen	—	—	—	68.638.03	1.89
10	Materialien zum Ausbaue	—	—	—	26.190.45	0.72
11	Wetterlütten und Ventilatoren	—	—	—	28.373.08	0.77
12	Kohlen für die Presspumpen und Werkstätte	—	—	—	95.037.67	2.62
13	Sonstige Materialien	—	—	—	4.876.12	0.13
14	Verbrauchte Bohrer	—	—	—	116.067.00	3.20
15	Reparaturen und Ergänzungen der Anlage	—	—	—	53.925.25	1.48
	Gesamtsumme und Durchschnitt	—	—	36.253.84	1.179.726.62	32.5

III. Uebersicht der Auffahrungskosten pro 1 m³ in Mark.

Nr.	Gattung des Baues	Beim Stoßbohr- system		Beim Drehbohr- system	
		maschi- nelle Bohrung Mark	z. Vergl. d. Hand- arbeit Mark	maschi- nelle Bohrung Mark	z. Vergl. d. Hand- arbeit Mark
1	Querschlag im Rothliegenden	32.9	22.1	36.3	22.9
2	Strecke im Flötzgebirge	25.8	14.7	30.8	17.1
	Durchschnittlich	30.5	19.7	32.5	18.1

Hiernach ergibt sich: a) daß die Betriebskosten bei dem Drehbohrsysteme überall etwas theurer sind, als bei dem Stoßbohrsysteme; b) daß der maschinelle Stoßbohrbetrieb bei den Querschlägen um 48% und bei den Flötzstrecken um 75% theurer als der Handbetrieb ist, und c) daß bei dem Drehbohrsysteme der maschinelle Betrieb um 58% bei den Querschlägen und um 80% bei den Flötzstrecken theurer ist, als der Handbetrieb.

5. Vergleichende Kritik beider Systeme.

a) Die Anlagekosten neigen sich zu Ungunsten des Drehbohrsystems. b) Die Fortschritte sind im festen Gesteine bei beiden Systemen nahezu gleich; sie vergrößern sich jedoch zu Gunsten des Drehbohrsystemes, je milder das Gestein wird. c) Die Arbeitskosten sind überall zu Gunsten des Stoßbohrsystemes. d) Der Herr Bergmeister Schrader gibt auch folgendes Urtheil ab: Der Bohrbetrieb mit verdichteter Luft ist jenem mit gepresstem Wasser vorzuziehen, weil er einfacher ist, weil das Heben des Betriebswassers entfällt, weil die Arbeit reinlicher ist, weil die

Fördergeleise durch das abfließende Wasser beeinträchtigt werden, und weil die Spannsäulen und die Bohrmaschinen bei dem Stoßbohrsysteme weit leichter im Gewichte, also weit leichter zu handhaben sind. Hiernach eignet sich das Drehbohrsystem mit gepresstem Wasser weniger für bergbauliche Zwecke, und dies um so weniger dann, wenn das Wasser nicht durch natürlichen Druck gepresst werden kann, sondern hiefür maschinelle Arbeit aufgewendet werden muss. e) Beim Mansfelder Bergbaue wird der Vortheil der Zuführung frischer Luft durch die Perkussionsmaschinen nicht sehr hervorgehoben, weil die Luft unrein ist; dies widerspricht den Erfahrungen beim Tunnelbaue dann, wenn für Ansaugung reiner Luft und für Reinigung der Luft im Akkumulator gesorgt wird.

6. Einige technische Details beim maschinellen Bohrbetriebe durch die Unternehmer.

a) Stoßbohrsystem.

Es wurde in der Regel mit 2 Spannsäulen und 4 Maschinen, ausnahmsweise mit 3 Säulen und 6 Maschinen gebohrt. Die Bohrlöcher erhielten anfänglich 30 mm, später 36 mm Durchmesser und 1.10 bis 1.15 m Tiefe; die Zahl der in dem Ortsstoße angesetzten Löcher schwankte zwischen 9 und 26 und betrug im Flötze 9 bis 14, im Gypse und Steinsalze 19 bis 22, im thonigen Rothliegenden 15 bis 18, im Conglomerate 18 bis 26. Im milden Gesteine waren für jede Attaque 8 bis 12 Bohrer, im festen Gesteine aber 30 bis 40 Bohrer nöthig. Der Verbrauch an Dynamit betrug pro laufenden Meter Strecke 12.5 bis 15.6 kg, pro laufenden Meter Querschlag im Mittel 21.9 kg. Die Luftpressung betrug vor Ort 4 bis 5 Atmosphären. Im Durchschnitte wurden

täglich 4·3 Attaquen gemacht, bei denen die Bohrung 3·6 Stunden und die Schutterung 2·2 Stunden dauerte. Die Durchschnittszahl der vor Ort beschäftigten Häuer betrug 8·2, der Schlepper 8·6 Mann.

Die Luftleitungen erhielten bei den kürzeren Strecken 70 mm, bei den längeren 108 mm Durchmesser.

b) Drehbohrsystem.

Der Betriebsdruck schwankte zwischen 57 und 87 Atmosphären, von denen 37 durch natürliches Gefälle erzielt wurden. Die Druckleitung besaß 70 mm lichten Durchmesser und 6 mm Wandstärke; die Steigleitung zur Aufnahme des natürlichen Gefälles besaß 175 mm Lichtweite bei 3 bis 5 mm Wandstärke.

Die Bohrlöcher erhielten 1·2 bis 1·6 m Tiefe und 70 mm Weite. Im Conglomerate waren im Ortsstoße 15 bis 16, im thonigen Rothliegenden und Sandsteine 10 bis 12 und im Flötzgebirge 9 bis 10 Bohrlöcher nothwendig. Der Bedarf an Dynamit stellte sich pro Meter Querschlag auf 23 bis 24 kg, pro Meter Flötzgebirge auf 16 bis 19·9 kg.

In der Regel wurde im Flötze mit 2 und im Conglomerate mit 3 Bohrmaschinen vor Ort gearbeitet. Innerhalb 24 Stunden fanden im Durchschnitte 3·8 Attaquen statt; eine Attaque erforderte für die eigentliche Bohrung 3·0 Stunden, für die Schutterung 2·1 Stunden und für das Laden, Sprengen und Ventiliren 1·2 Stunden Zeit. Pro laufenden Meter Bohrloch stumpften sich im Conglomerate 2·3 bis 3·2 Bohrschneiden, im Flötzgebirge 1·9 bis 2·4 Bohrschneiden ab. Die Ventilation erfolgte theils durch Wasserstäubung, theils durch einen Ventilator, welcher bei 2000 Touren pro Minute 25 m³ Luft vor Ort lieferte. In Betreff der Verluste an Wasserpressung in den Leitungen wurden folgende Beobachtungen gemacht.

Länge der Röhrenleitung	200 m	1200 m	2100 m	3160 m	4691 m	5710 m
1. Messung bei 5 l durchfließendem Wasser pro Sekunde Atm.	40	43	40	39	39	39
2. Messung bei 3·6 l Wasser "	50	49	46	46	45	45
3. " " 1·4 l " "	60	60	60	60	59	59
4. " " 2·1 l " "	53	53	52	52	50	50
5. " " 3·3 l " "	40	39	36	36	36	36

7. Erfahrungen beim Stoßbohrbetriebe in eigener Regie.

Es wurden Versuche über forcirten Betrieb vorgenommen, bei dem es weniger auf die Kosten und mehr auf den Zeitgewinn ankommen sollte, und Versuche über langsamen Betrieb, bei dem es darauf ankommen sollte, Zeit zu gewinnen und doch nicht wesentlich theurer, wie bei Handbetrieb zu arbeiten.

a) Forcirter Betrieb.

Vom Monate Juli 1888 bis Juli 1889 wurden im Bezirke der Schächte Otto III und Clotilde im Ganzen 1073 m Strecke von 5·5 m Querschnitt theils im Conglomerate, theils im Flötze binnen 246 Arbeitstagen, also pro Tag 4·36 m mit 4 Bohrmaschinen aufgefahren; die

Zahl der Attaquen betrug 1052; eine Attaque konsumirte 2·69 Stunden Bohrzeit und 2·46 Stunden Förderzeit. Das durchfahrene Gebirge bestand aus 311 m Conglomerat, 37 m Weißliegendem, 62 m Gyps und 663 m Flötz; der Verbrauch an Dynamit betrug pro laufenden Meter im Jahre 1888 = 19·7 kg, im Jahre 1889 = 13·1 kg.

Die durchschnittliche Lochtiefe betrug 1·22 m, die Anzahl der Bohrlöcher pro Attaque betrug 16·3 Stück. Achtstündige Häuerschichten wurden im Ganzen 6025 und eben solche Schlepperschichten 4402 verfahren. Die Zahl der stumpfen Bohrer betrug pro Attaque im Mittel 15·8 Stück. Die Betriebskosten stellten sich folgend:

Kosten des forcirten Regiebetriebes mit 1073 m Länge oder 5901·5 Kubikmeter.

Nr.	Gegenstand	Betrag im Ganzen in Mark	Mark pro Kubikmeter
1	Häuerlöhne	31.505. ⁰²	5. ³⁴
2	Sprengmaterialien	33.664. ⁵⁸	5. ⁷⁰
3	Förderlöhne (Schutterer und Schlepper)	14.165. ³⁶	2. ⁴⁰
4	Schmiedekosten und Bohrstahl (Bohrer)	15.867. ³⁵	2. ⁶⁹
5	Betrieb der Kompressoren	18.979. ⁹¹	3. ²²
6	Materiale zum Ausbaue	178. ²⁰	0. ⁰³
7	Schienen und Schwellen (Wagenlauf)	9.627. ⁵¹	1. ⁶³
Summe und Durchschnitt		123.937. ⁹⁶	21. ⁰¹

Der Handbetrieb würde in diesen Gesteinsarten im Durchschnitte 16·1 Mk. gekostet haben; der maschinelle Betrieb stellt sich also im Mittel nur um 31% theurer als der Handbetrieb und ist um 30·5 — 21·0 = 9·5 Mk. pro Kubikmeter, also um 31% billiger gewesen, als der Unternehmerbetrieb.

Die Leistung der maschinellen Arbeit würde sich zur Leistung der Handarbeit, welche 1087 Arbeitstage à 24 Stunden verbraucht haben würde, verhalten wie 4·36:1.

Außer dieser Bohrung wurde während der ersten 5 Monate im Jahre 1889 noch im Hirschwinkeler Reviere eine forcirte Bohrung auf 417 m Länge vorgenommen. Das Ort befindet sich durchwegs im sehr festen Liegenden, davon 118 m im ungemein festen Conglomerate. Die Auffahrung erfolgte in 118½ Arbeitstagen à 24 Stunden; die tägliche Leistung betrug daher 3·52 m; Fröhlich & Klüpfel hatten im Conglomerate täglich 3·11 bis 3·89 m geleistet. Die Zahl der Attaquen betrug 419; die Bohrzeit betrug pro Attaque 3 Stunden 41 Minuten; die Schutterzeit 2 Stunden 6 Minuten; die Zeit für das Schießen 59 Minuten pro Attaque. Mit einer Attaque wurden 1·00 m Ortsverlängerung erzielt; auf 1 laufenden Meter Querschlag entfielen 22·66 kg Dynamit. Die Zahl der Bohrlöcher betrug 15·9 pro Attaque; die mittlere Tiefe der Löcher 1·38 m.

Auf 417 m Streckenlänge wurden 947 kg Bohrstahl, 1694 Ringe Zündschnur und 9244 Zündhütchen verbraucht; ebenso wurden 2798 Häuerschichten und 3106 Schlepperschichten, beide Arten achtsündig, verfahren. Die Druckrohrleitung maß schließlich 2210 m.

Die Betriebskosten sind die folgenden gewesen:

Nr.	Gegenstand	Im Ganzen Mark	Mark pro 1 Kubik- meter
1	Löhne pro 2293.5 Kubikmeter	44.899 47	19.60
2	Materialien pro 2293.5 Kubikmeter ..	12 047.19	5.25
	Summe und Durchschnitt	56.946.66	24 85

Der Handbetrieb würde 22.3 Mark gekostet haben, also war die Maschinenarbeit nur um 11% theurer, trotzdem sich die Geschwindigkeiten der Auffahrung wie 3.9 : 1 verhalten haben würden.

b) Langsamer Betrieb.

Auf Otto-Schacht III wurden auf der III. und IV. Tiefbausohe und auf dem Flachen, also im Flötzgebirge (nur theilweise im Gypse) im Ganzen 558.1 m Hauptstrecken binnen 253 Tagen, also pro Tag mit 2.2 m Fortschritt getrieben; bei der Handarbeit würden 555.1 Tage nöthig gewesen sein, also der tägliche Fortschritt rund 1.0 m betragen haben. In dieser Zeit wurden 602 Attaquen gemacht und 2311 achtstündige Häuerschichten und 1501 Schlepperschichten verfahren. Der Dynamitverbrauch betrug pro laufenden Meter 12.7 kg bei rund 5.5 m² Ortsfläche. Die Tiefe der Bohrlöcher betrug im Mittel 1.25 m; pro Angriff wurden rund 10 Bohrer abgestumpft; die Anzahl der Löcher betrug 14 Stück pro Attaque. In Bezug auf Kosten und Fortschritte stellte sich Folgendes heraus:

Nr.	Beobachtete Streckenlänge	Ein Kubikmeter Maschinenarbeit kostete Mark	Ein Kubikmeter Handarbeit wü- de gekostet haben Mark	Fortschritt der Maschinenarbeit zur Handarbeit
1	IV. Tiefbausohe Süden 240 m à 5.5 m ²	9.8	8.4	2.0 : 1
2	Otto-Schächter Flaches 81 m à 7.15 m ²	15.6	16.4	1.9 : 1
3	III. Tiefbausohe Norden 327 m à 5.5 m ²	11.6	10.6	2.5 : 1

Es ergab sich also die Thatsache, daß der langsame Maschinenbetrieb immer noch 2mal so schnell ist, wie der Handbetrieb und daß die Maschinenarbeit in zwei Fällen nur 9 bis 15% höher, in einem Falle aber rund 5% sogar billiger war, als der Handbetrieb.

Bei all' diesen Kosten des Regiebetriebes ist zu bemerken, daß die eigene Verwaltung keine Amortisation und Verzinsung des Anlagekapitales, kein Betriebskapital und kein Risiko rechnet; daher erklärt sich auch die Verbilligung gegen den Unternehmerbetrieb, welcher nach Gewinn kalkuliren muss. Wo also die Verhältnisse so liegen, wie im Mansfelder Gebiete, in dem die Bohrarbeit auch für die Zukunft unablässig betrieben werden muss und nicht vereinzelt auftritt, ist der eigene Regiebetrieb ohne Zweifel der vortheilhafteste.

c) Strebschießarbeit mit Bohrmaschinen.

Seit October 1888 werden im Mansfeldischen zu dem Zwecke der raschen Herbeiführung des Druckes Versuche

gemacht, die Strebschießarbeit ebenfalls mit Bohrmaschinen durchzuführen; diese Versuche sind von dem Herrn Bergmeister Schrader junior energisch in die Hand genommen worden und sofort von großem Erfolge begleitet gewesen; denn es stellte sich eine von Monat zu Monat steigende Häuerleistung und eben eine solche Senkung der Gesteinskosten heraus. Es leistete in den betreffenden Gesteinsverhältnissen vor frischem, also fast drucklosem Stoße ein Häuer mit der Handarbeit 1888 nur 2.95 Ctr. ($\hat{a} = 50 \text{ kg}$) Schiefer, 1889 nur 3.5 Ctr.; mit der Maschinenarbeit hingegen stellte sich die Häuerleistung schon im ersten Versuchsmonate auf 5.82 Ctr. und steigerte sich dieselbe konstant bis auf 9.38 Ctr. im Monate Mai 1889, als dem zur Zeit letzt nachgewiesenen Versuchsmonate; die Häuerleistung hat sich also während der Versuchsdauer von $\frac{3}{4}$ Jahren schon auf das Dreifache gesteigert. Die dabei zuerst verwendeten Bohrmaschinen System Jäger von 90 kg Gewicht erwiesen sich in dem niederen Raume von durchschnittlich 1 m Höhe als etwas zu schwer; es wurde daher ein kleineres Modell, Patent 47660 der Duisburger Fabrik, gewählt, welches nur 85 kg schwer ist und 55 mm Cylinder-Durchmesser besitzt, und neuestens ist man über Anregung des Herrn Bergmeisters Schrader sogar auf 55 kg Gewicht mit Vortheil herabgegangen.

In Betreff der Gesteinskosten hat sich herausgestellt, daß während der dreimonatlichen Versuchsdauer am Ende des Jahres 1888 eine Tonne erzhältigen Schiefers bei Handarbeit 24.52 Mk. und bei Maschinenarbeit 26.64 Mk. kostete; in den folgenden 4 Versuchsmonaten zu Anfang des Jahres 1889 stellten sich die Kosten aber schon so, daß die letztere Arbeitsmethode billiger als die erstere war; denn die Handarbeit kostete 22.52 Mk. und die Maschinenarbeit nur 20.90 Mk. pro Tonne erzhältigen Schiefer. Der gesammte Versuch, welcher sich auf 1086.8 t maschinelle Schieferauffahrung erstreckte und welcher 2967 achtstündige Häuerschichten umfaßte, die 4.1 Mk. Verdienst ergaben, ist also sowohl in Betreff der namhaften Erhöhung der Leistung, wie auch der Verbilligung der Arbeit als so gelungen anzusehen, daß die definitive Einführung dieser Art der maschinellen Arbeit außer Zweifel steht.

Von technischen Einzelheiten ist bezüglich dieser sehr beachtenswerthen Versuche noch Folgendes hervorzuheben: Bei dem Versuche im Jahre 1888 konnten wegen genügend vorhandener Betriebsluft drei Bohrmaschinen $\frac{36}{3} = 12$ Mann Bedienung (incl. Aufkeilen der Schiefer und Versetzen der Steine) angelegt und eine Strebstoßlänge von 60 m disponirt werden. Im Jahre 1889 mußte wegen anderartiger Mitbenützung der vorhandenen Betriebsluft nur mit einer Bohrmaschine und $\frac{12}{3} = 4$ Häuern gearbeitet werden. Die Bohrlöcher erhielten anfänglich 36 mm, später 33 mm Weite und 1.2 bis 1.5 m Tiefe. Gerade in der Tiefe der Löcher liegt aber das ausschlaggebende Moment, denn bei der Bohrmaschine ist die Mehrtiefe leicht, bei der Handarbeit aber sehr schwer zu erzielen; das Volumen des Sprengkörpers steht jedoch in der dritten Potenz der Lochtiefe, weil $V = k \cdot l^3$.

Es ist ferner von großem allgemeinen, bergtechnischen Interesse, die Spezifikation der Kosten dieser Strebschießversuche zwischen maschineller und Handbohrung, sofort reduziert auf den Kubikmeter ausgehöhlten Raum, kennen zu lernen. Im Mansfeldischen wird pro Tonne erzältigen Schiefer gebucht, es sind also diese Kosten dort pro Tonne angegeben. Für die Reduktion auf Kubikmeter Raum habe ich folgende Rechnung vorgenommen: Ein Quadratmeter Flötzfläche liefert erfahrungsgemäß 0.3 t erzältigen Schiefer. Bei der Maschinenbohrung ist der Raum 1.0 bis 1.2 m, im Mittel 1.1 m hoch; es sind also hier auf 1 t erzältigen Schiefer 3.7 m³ Raumaushöhlung zu rechnen. Bei der Handarbeit des Strebschießens beträgt die Höhe des Strebraumes nach Erdmenger und Schrader jun. 0.80 bis 1.04, im Mittel 0.92 m und entfallen also pro Tonne Schiefer 3.1 m³ Raum. Sonach stellen sich die Gesteungskosten bei der Strebschießarbeit pro 0.3 t erzältigen Schiefer oder pro 1 m³ Raum wie folgt:

Nr.	Gegenstand	Strebschießen vor frischem Orte mittelst Maschinenarbeit in Mark pro Kub.-M.		Strebschießen vor frischem Orte mittelst Handarbeit in Mark pro Kub.-M.	
		1888	1889	1888	1889
1	Häuerlöhne	3.33	2.60	5.58	5.32
2	Treckerlöhne	0.54	0.50	0.92	0.65
3	Spreng-Materialien	1.83	1.01	1.21	1.13
4	Schmiedekosten	0.48	0.54	0.17	0.17
5	Kompressoren-Betrieb	1.00	1.00	—	—
	Summe pro Kubikmeter ..	7.20	5.65	7.91	7.27
	oder Summe pro Tonne erzältigen Schiefers ..	26.64	20.93	24.52	22.52

X. Versuche mit maschineller Schrämarbeit.

Bei der außerordentlichen Wichtigkeit der Schrämarbeit für den Mansfelder Bergbau hat das Eisleber Oberbergamt in früheren Jahren mehrfach verschiedene Schrämmaschinen erprobt und zweimal Preise für eine Schrämmaschine ausgeschrieben, welche den dortigen örtlichen Verhältnissen zu entsprechen haben würde. Alle diese Bestrebungen sind ohne Erfolg geblieben. In neuerer Zeit hat jedoch Herr Maschinensteiger F r a n k e in Eisleben über Anregung der Werksdirection eine kleine Maschine von nur 6 kg Gewicht konstruiert, welche 1500 bis 1700 Stöße pro Minute macht. Diese Maschine (deren Modell im Vortrage gezeigt und seitens der Direction der Lehrkanzel für Eisenbahnbau am Wiener Polytechnicum geschenkt wurde) hält der Häuer einfach in der Hand oder legt sie (in neuerer Zeit) auf eine kleine rollbare Lafette und wird mit ihr der Schram ausgespießt. Die bisherigen Versuche geben Hoffnung, daß das Prinzip der Mansfelder Schrämarbeit in dieser Weise zu einer gedeihlichen Lösung gelangen dürfte.

XI. Luftreservoir im Gesteine.

Schließlich habe ich noch einer wichtigen Neuerung zu gedenken, welche jüngst am Harze und in ganz neuester Zeit auch im Mansfeldischen Bergbaue zur Ausführung gelangte; es betrifft dies den Ersatz des Luftmagazins aus

Kesselblech durch Räume, welche direct in das Gestein gehauen werden. Die großen eisernen Reservoirs sind nämlich sehr kostspielig, bedürfen viel Raum und bergen bei hohen Spannungen immer eine gewisse Gefahr in sich. Alledem wird durch die Herstellung einer Luftkammer mittelst Aushauung des Gesteines abgeholfen, sobald für die Dichtigkeit der Wandungen und der Absperrung durch dichtes Mauerwerk gesorgt wird. Das Luft-Magazin in Mansfeld ist, wie das am Harze, als vollkommen dicht und gelungen zu betrachten.

XII. Gesteungskosten des gesammten Bergbaues.

Durch die Vorschreitung des Baues in immer größere Teufen sind die Gesteungskosten der gesammten bergbaulichen Gewinnung einer Tonne erzältigen Schiefers im Laufe der Zeit allerdings vertheuert worden, allein es sind doch immer die größeren Investitionen und außergewöhnlichen Ausgaben, welche die einzelnen Jahre in den Betriebskosten kennzeichnen; so haben in den Sechziger-Jahren die Gesteungskosten zwischen 25 und 28 Mk., in den Siebziger-Jahren zwischen 24³/₄ bis 28³/₄ Mk., in den Achtziger-Jahren zwischen 27¹/₂ bis 35¹/₇ Mk. geschwankt; das letzte Betriebsjahr 1888 ist das kostspieligste aller bisherigen Jahre gewesen, indem der Gesteungspreis pro Tonne Schiefer 35 Mk. 14 Pfg. betrug. Die einzelnen Kosten vertheilen sich für dieses Jahr, wie in der folgenden Tabelle angegeben ist. In dieser Tabelle erscheint zum Zwecke des Vergleiches mit anderen Bergbauen und mit Tunnelbauten auch der Gesteungspreis pro Kubikmeter ausgehöhlten Raum. Nach einem Ueberschlage entfallen im Mansfelder Bergbau pro Tonne geförderten erzältigen Schiefer an ausgehöhltem bergmännischen Raum (Flötzverhau, Querschläge, Strecken und Schächte) rund 2 m³.

Bergbauliche Gesamtkosten in Mansfeld pro 1888.

Nr.	Gegenstand	1 Tonne gültiger Schiefer	1 Kubikmeter Gewinnungsraum	Procente
		Mark	Mark	
1	Ausrichtungsarbeiten	2.78	1.39	8%
2	Gewinnung und Trecken	14.82	7.41	42 „
3	Schachtförderung	2.82	1.41	8 „
4	Wasserhaltung	1.51	0.77	5 „
5	Andere Kosten	13.18	6.59	37 „
	Summen	35.11	17.57	100%

Ich kann diesen meinen Vortrag nicht schließen, ohne auf die Besichtigung der hier im Saale ausgestellten Zeichnungen und Photographien, wie auch des Modelles der F r a n k e'schen Schrämmaschine, und der Gesteins- und Schieferstücke aufmerksam zu machen, und ohne meinen verbindlichsten Dank dafür auszusprechen, daß die Ober-Berg- und Hütten-direction zu Eisleben und namentlich der Herr Bergmeister Schrader die Güte gehabt haben, mich für die Zwecke des heutigen Vortrages in so zuvorkommender und munifizenter, beziehentlich in so kollegialer Weise zu unterstützen.

Die Donaubrücke bei Cernavoda.

Nach von dem Herrn Ober-Ingenieur Baiulescu der königl. rumänischen Staatsbahnen freundlichst zur Verfügung gestellten Aktenstücken und Plänen mitgetheilt von Prof. J. Melan.

(Mit Zeichnungen auf Taf. I—IV.)

Mit der Erwerbung der Dobrudscha durch Rumänien wurde der Bau einer festen Donaubrücke, an der es bekanntlich an der ganzen unteren Donau von Neusatz angefangen bis zur Mündung bislang fehlt, aus politischen und wirtschaftlichen Gründen unabweislich. Es handelte sich nicht nur darum, die transdanubische Provinz inniger an das Mutterland anzuschließen, sondern auch um die Gewinnung eines Verkehrsweges, auf welchem das rumänische Getreide, das bisher hauptsächlich aus den Donauhäfen Braila und Galatz stromabwärts verschifft wird, in einer von den winterlichen Unterbrechungen der Schifffahrt gesicherten Weise zum Meere geschafft werden kann.

Die Lage der zu erbauenden Brücke war innerhalb gewisser Grenzen durch die noch unter der türkischen Regierung gebaute, von Cernavoda an der Donau nach dem Seehafen Küstendsche (Constanza) führende Eisenbahnlinie vorgezeichnet. Dieselbe ist insoferne nicht besonders günstig, als dort der Strom in zwei Arme, einen südlichen Hauptarm, die eigentliche Donau, und einen nördlichen Nebenarm, Borcea genannt, getheilt ist, welche durch ein ungefähr 12 km breites, bei Hochwasser überschwemmtes Gebiet (Balta-Insel) getrennt werden. Durch diesen Umstand wird die Ausführung zweier großer Brücken nebst anschließenden Viadukten, sowie einer Anzahl kleinerer Brücken und Schutzbauten nothwendig.

Die oben hervorgehobene politische und ökonomische Bedeutung des Bauwerkes; die technischen Schwierigkeiten, welche sich einer Ueberbrückung der unteren Donau infolge des Charakters des Stromes, der für die Gründung schlechten Bodenverhältnisse und der durch den internationalen Schiffsverkehr bedingten Höhenlage der Brücke entgegenstellen; die Studien, welche hinsichtlich der zweckmäßigsten Lösung der Aufgabe angestellt wurden, und die schließliche Wahl eines Systemes und Materiales für den Ueberbau, bezüglich welcher die Forth-Brücke als Vorbild genommen wurde: alles dieses ist wohl geeignet, das fachliche Interesse wachzurufen und eine eingehendere Besprechung des nunmehr zur Ausführung bestimmten Brückenprojektes zu rechtfertigen.

Bevor dies aber geschieht, mögen der Vorgeschichte dieses Projektes einige Worte gewidmet werden. Die ersten Schritte, welche die rumänische Regierung in der ange deuteten Richtung unternahm, bestanden in Tracestudien der von Fetesti nach Cernavoda zu bauenden Eisenbahn; in hydrotechnischen, von dem Ingenieur Sir Ch. Hartley durchgeführten Erhebungen und, auf Grund dieser Vorarbeiten, in der Ausschreibung eines beschränkten Konkurses zur Erlangung geeigneter Projekte für die Ueberbrückung. Ueber das Resultat dieser 1883 stattgehabten Konkurrenz ist seinerzeit in den technischen Zeitschriften berichtet worden*). Es waren acht Projekte eingelangt. Zwei davon

(die Projekte der Société Batignolles [Gouin] und der Firma Klein, Schmoll & Gärtner) zeigten unabhängige Einzelträger in Halbparabelform, drei hatten kontinuierliche Parallelträger (Fives-Lille, G. Eiffel und Braine le Comte) und drei Projekte (Holzmann & Co., Cail und Röthlisberger & Simons) waren Bogenbrücken theils mit, theils ohne Scheitel- und Kämpfergelenk. Die Jury, aus den Professoren Dr. Winkler (Berlin) und Collignon (Paris), ferner aus den drei rumänischen Ingenieuren Frunză, Jorceanu und Olănescu gebildet, bedachte, von der Ansicht ausgehend, daß im vorliegenden Falle kontinuierliche Träger nicht zu empfehlen und mit Rücksicht auf den schlechten Untergrund auch Bogenträger in zweite Linie zu stellen seien, die beiden ersterwähnten Projekte, welche Halbparabelträger anwendeten, mit Preisen, empfahl jedoch keines derselben zur unmittelbaren Ausführung. Es wurde vielmehr die neuerliche Ausschreibung eines Konkurses unter den bei der ersten Konkurrenz beteiligten Firmen beantragt und hiez u von der Jury als leitende Programmpunkte empfohlen:

1. Kontinuierliche und Bogenträger sind auszuschließen;
2. der Ueberbau solle mit seiner tiefsten Unterkante 30 m hoch über dem höchsten Wasserstand liegen, u. zw. in Anbetracht, daß der Stromstrich wechselt, auf die ganze Länge der Brücke;
3. die Strompfeiler sind so tief zu gründen, daß sie durch Auskolkungen nicht gefährdet werden, wofür eine mittlere Fundirungstiefe von 31 m unter Null als nothwendig angesehen wird. Sie sind auch über dem Wasserspiegel aus Mauerwerk aufzuführen und soll der Bodendruck 10 kg pro Quadrat-Centimeter nicht übersteigen;
4. die Spannweiten sind mit nicht weniger als 165 m zu wählen;
5. als Material für den Ueberbau wäre Eisen dem Stahl vorzuziehen;
- endlich 6. der Winddruck ist mit 180 kg pro Quadratmeter bei belasteter und mit 270 kg bei unbelasteter Brücke anzunehmen.

Auf Grund dieses Gutachtens der Jury erfolgte nun seitens einer vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten eingesetzten Commission die Aufstellung eines neuen Programmes und erging im Jahre 1886 an die Firmen, welche sich an der ersten Konkurrenz beteiligt hatten, die Einladung, darauf basirte Offerte einzubringen. Dieser Einladung leisteten bloß fünf französische Firmen Folge. Das Ergebnis erschien aber der rumänischen Regierung sowohl vom technischen als finanziellen Standpunkte aus nicht zufriedenstellend. Insbesondere war man bezüglich der Materialfrage, sowie bezüglich des Systems des Ueberbaues mittlerweile zu anderen Ansichten gelangt und hatte hiez u wohl das Beispiel der Forth-Brücke das Seine beigetragen. Die rumänische Regierung beschloss daher, in dieser Frage noch weitere Studien zu machen, und wendete sich im Wege der Ministerien an die technischen Körperschaften von Frankreich, Deutschland und Oesterreich, sowie an Prof. Winkler in Berlin, um insbesondere über die Frage der Anwendung von Stahl zu dem in Aussicht genommenen Zwecke Er-

*) Siehe auch „Wochenschrift“ 1883, S. 202, 294 und 316, woselbst die Konkurrenzprojekte abgebildet und besprochen sind.

fahrungen zu gewinnen. Auch von Seite unseres Vereines wurde in dieser Angelegenheit ein Gutachten abgegeben.

Das schließliche Ergebnis war, daß man sich zur Anwendung von Flußstahl für den Ueberbau der Brücke und für die Wahl von Konsolenträgern entschied. Das darauf basirte Projekt, welches als eine sehr tüchtige und auf der Höhe der Wissenschaft stehende Leistung bezeichnet werden muß, wurde im Brückenbau-Bureau der rumänischen Staatsbahnen unter der Leitung des Ober-Ingenieurs Saligny ausgearbeitet und ist nunmehr in einer etwas abgeänderten Form zur Ausführung bestimmt. Wir lassen dessen Beschreibung im Nachstehenden folgen.

Lage der Brücke, hydrotechnische und Bodenverhältnisse.

Die Brücke liegt in unmittelbarer Nähe der Stadt Cernavoda, in etwa 280 km Entfernung von der Donaumündung. Hinsichtlich der Wahl der Uebergangsstelle sind seinerzeit sowohl von den Konkurrenten als auch von der Regierung Studien angestellt worden. Zuletzt entschied man sich für eine Lage etwas oberhalb der Stadt, während das zuerst verfasste Regierungsprojekt die Uebergangsstelle unterhalb der Stadt gewählt hatte. (Taf. I, Fig. 4.) Der Hauptarm ist an der Uebersetzungsstelle bei mittlerem Wasserstand 620 m breit und hat eine mittlere Tiefe von 10 m. Das Hochwasser steigt 7 m über Null-Wasserstand

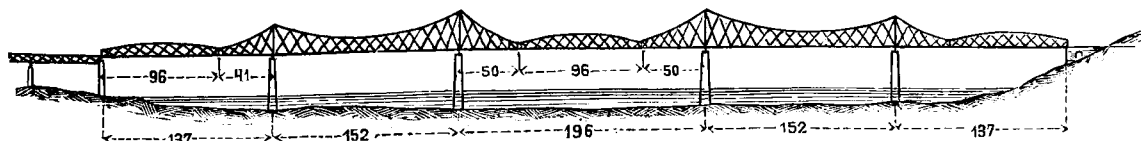
bei der angegebenen großen Geschwindigkeit der Hochwasserströmung Auskolkungen von 10—15 m Tiefe nicht zu den Unmöglichkeiten gehören, so schien es, wie auch die Expertise seinerzeit verlangt hatte, aus Sicherheitsgründen geboten, mit der Fundamentsohle der Pfeiler nahe bis auf den festen Fels herabzugehen.

Allgemeine Anordnung des Ueberbaues der Brücke.

Die Brücke über den Hauptarm der Donau hat eine Gesamtlänge von 750 m, welche in fünf Oeffnungen, u. zw. eine zu 190 m und vier Oeffnungen zu 140 m untertheilt ist. An die Brücke schließt sich auf der Seite der Balta-Insel ein 960 m langer eiserner Viadukt.

Die beiden Hauptträger des eingelegigen Ueberbaues sind, wie bereits oben erwähnt, kontinuierliche Gelenkträger und bestehen aus je zwei Konsolenträgern von 240 m Länge mit 50 m weit überhängenden Kragarmen, und aus je drei Halbparabelträgern von 90 m Stützweite. Der Untergurt der Träger ist gerade, der Obergurt ist theils gerade, theils polygonal gekrümmt, wobei die Trägerhöhe annähernd den Maximalmomenten proportional gewählt wurde. (Taf. I, Fig. 1.) Bei dem ursprünglichen Projekte waren infolge anderer Vertheilung der Pfeiler die Seitenfelder nicht gleich lang und waren daher auch die Kragträger nicht von symmetrischer Form. (Siehe Textfigur 1.)

Fig. 1. Ursprüngliches Projekt.



und überschwemmt die etwa 12 km breite Balta-Insel in einer Höhe von 2—5 m. Die Geschwindigkeit der Strömung steigt bei Hochwasser bis auf 2 m pro Sekunde. (Hartley gibt als mittlere Geschwindigkeit bei Hochwasser an: im Hauptstrom 1.11 m, in der Borcea 1.30 m, auf der Balta 0.30 m.)

Die bei Hochwasser in dem Querprofile an der Uebersetzungsstelle abgeführte Wassermenge beträgt beiläufig 18.000 m³. (Auf Grund der Messungen von Hartley und der seinerzeitigen Aufnahmen der Firma Klein, Schmoll & Gärtner wurde die Wassermenge sogar mit 26.156 m³ berechnet.)

Im Winter friert die Donau beinahe gänzlich zu; das bei Thauwetter in Bewegung gerathene Eis staut sich nicht selten mehrere Meter hoch, macht begreiflicherweise den Verkehr auf dem Flusse unmöglich und vernichtet Alles, was sich ihm entgegenstellt. Es könnten daher Bauten provisorischen Charakters in der Donau den Winter nicht überstehen.

Das Flußbett besteht bis zu einer mittleren Tiefe von etwa 31 m unter dem Nullwasserstand aus leichtbeweglichem Sand mit etwas Schotter, stellenweise mit Thonschichten durchsetzt; in dieser Tiefe trifft man auf festen Kalkfelsen, der gegen das hochgelegene rechte Ufer rasch ansteigt, gegen das linke Ufer aber sich nur mäßig hebt. (Taf. II, Fig. 4.) Da bei solcher Bodenbeschaffenheit und

Es beträgt die Höhe der Halbparabelträger 9 m an den Enden, 13 m in der Mitte; die der Kragträger 17 m in der Mitte, 32 m über den Pfeilern und 9 m an den Enden. Die Ausfachung ist durch zweitheiliges symmetrisches Fachwerk gebildet, durch welches der Halbparabelträger in 12 gleiche Felder zu 7.50 m und der Konsolenträger in 23 Felder, u. zw. 9 Felder von 10.20 m und 13 Felder von 7.6 m bis 13.0 m Länge getheilt wird. Die beiden Tragwände liegen nicht vertikal, sondern haben zu der durch die Längsachse der Brücke gehenden Vertikalebene eine Neigung von 1:10. Ueberdies sind auch ihre Untergurte nicht parallel, sondern es vermindert sich der Abstand zwischen ihren Schwerpunkten von 9 m über den Strompfeilern auf 6.5 m an den Enden der Konsolenträger, um welches Maß auch die Untergurte der Halbparabelträger von einander abstehen. Es ist dies eine Anordnung, welche nach dem Beispiele der Forth-Brücke gewählt wurde, um die Stabilität und Horizontalsteifigkeit der Brücke zu sichern.

Material für den Ueberbau und Bedingungen für die Anarbeitung.

Für die Tragkonstruktion der Brücke ist basisches Martin-Flußeisen in Aussicht genommen. Dasselbe soll für Flacheisen und Bleche eine Zerreißfestigkeit von 42—48 kg auf den Quadrat-Millimeter bei einer Dehnung von 16—21% besitzen;

in keinem Fall soll die Summe aus Zerreißfestigkeit und Dehnung unter 65 liegen. Die Elastizitsgrenze wird mit 24 kg pro Quadrat-Millimeter vorgeschrieben. Dabei ist unter Zerreißfestigkeit die Last pro Flächeneinheit des ursprünglichen Querschnittes verstanden, welche bei ruhiger Wirkung den Bruch des Versuchsstabes in weniger als zwei Minuten herbeiführt. Die Zerreißversuche sind mit Stäben von 5 cm² Querschnitt und 220 mm Länge durchzuführen. Die Dehnungen sind zwischen Marken zu messen, welche 200 mm abstehen, u. zw. derart, daß die Länge zwischen den Marken in 20 Theile getheilt wird und jene drei Theile, welche in unmittelbarer Nähe des Bruches gelegen sind, bei der Messung der Längendehnung ausgeschieden werden. Die Bleche sollen parallel und senkrecht zur Walzrichtung die gleichen Festigkeiten und Dehnungen aufweisen.

Außer diesen Zerreiversuchen werden in dem Bedingnishefte auch noch Hrtungsproben oder vielmehr Proben über die Nichteithrbarkeit verlangt; diese sind mit Stäben von 400 mm Länge und 30 × 50 mm Querschnitt anzustellen, welche aus den Blechen oder Winkelleisen herausgeschnitten und mittelst der Schlichtfeile an den Kanten zugerichtet werden. Die Stäbe werden auf tiefe Rothgluth erhitzt und dann in Wasser von 28° abgeschreckt; sie müssen sich, so vorbereitet, unter dem Drucke einer Presse, ohne Risse zu bekommen, nach einer Kurve biegen lassen, deren Radius gleich der Stärke des Versuchsstabes ist. Weiters werden noch Kaltbiegeproben gefordert, bei welchen sich die Versuchsstbe unter der Einwirkung einer Presse soweit zusammenbiegen lassen müssen, daß der Abstand ihrer Enden gleich wird der halben Stärke des Versuchsstabes *).

Für die Niete wird Martin-Flußeisen mit einem Festigkeitskoeffizienten von 38—44 kg pro Quadrat-Millimeter und einer Längendehnung von 32% in Anwendung kommen. Die obigen Biegeproben sind auch hier mit Rundeisenstben vom Durchmesser der Nietbolzen durchzuführen.

Für die Auflagerkonstruktionen und Schienen-Auszugsvorrichtungen ist harter Siemens-Martin-Stahl mit einer Zerreißfestigkeit von 54—59 kg pro Quadrat-Millimeter und einer Längendehnung von 17% in Aussicht genommen.

Wie aus dem Angeführten hervorgeht, wurde für den Ueberbau der Brücke ein Material gewählt, das hinsichtlich seiner Härte etwa die Mitte hält zwischen dem für die Zugglieder der Forth-Brücke angewandten Siemens-Martin-Stahl und jenen weicheen Flueisensorten, auf welche sich zunächst bei uns die in neuerer Zeit angebahnte Verwendung des Flumetalls zu Konstruktionszwecken beschränkt **). Die Wahl eines solchen härteren Materials erscheint aber nur dann begründet, wenn auch mit der zulässigen Inanspruchnahme entsprechend höher gegangen wird, was allerdings wieder zur Voraussetzung

*) Wir vermissen aber dabei die für das Verhalten des Flußeisens charakteristischeste Probe der Biegung von Stäben mit durch einen Meißelhieb eingekerbter Oberfläche.

**) Für das zum ervena-Viaduct angewendete Martin-Flußeisen war eine Zerreißfestigkeit von nicht unter 34 kg und nicht über 42 kg pro Quadrat-Millimeter und eine gesammte Dehnung von 30—18% bei einer Kontraktion von 50—40% verlangt. — Ingenieur Carl Stckl: „Flußeisen für Brücken in Oesterreich“. Zeitschrift „Stahl und Eisen“ 1890, Nr. 1.

macht, dass man über das Verhalten des Materials und über die Güte der Anarbeitung vollständig beruhigt ist.

Bei der in Rede stehenden Brücke wurde die zulässige Inanspruchnahme mit 1000 kg pro Quadrat-Centimeter festgesetzt und überdies zugestanden, daß sich dieselbe unter gleichzeitiger Wirkung des Winddruckes und der Belastung auf 1200 kg pro Quadrat-Centimeter erhöhen dürfe.

Bezüglich der Anarbeitung der Eisenkonstruktion sind in dem Bedingnishefte die folgenden Bestimmungen enthalten: Das Richten der Bleche, Winkelleisen etc. soll soweit als möglich nur mittelst Presse oder Walze vorgenommen werden. Der Gebrauch eiserner Hmmer zu diesem Zwecke ist untersagt.

Eine warme Bearbeitung ist so viel als möglich zu vermeiden; wo sie unbedingt nothwendig ist, ist das Erhitzen der Stücke nur auf die zu bearbeitenden Stellen zu beschränken. Die Bearbeitung muß unterbrochen werden, sobald die Temperatur des Arbeitsstückes auf die sogenannte Blauhitz, d. i. 200—300° C. gesunken ist. In diesem Falle hat ein nochmaliges Erhitzen stattzufinden, um die Arbeit fortsetzen zu können. Im Allgemeinen ist ein nachträgliches Ausglühen nur bei jenen Arbeitsstcken nothwendig, welche einer verhältnismässig starken warmen Bearbeitung unterworfen wurden. — Alle mit der Scheere geschnittenen Stücke sind an ihren Kanten in einer Stärke von 2 mm abzuhobeln. Sämmtliche Nietlöcher sind zu bohren. Nur in den Futterblechen, welche nicht in die nutzbaren Querschnitte eingerechnet sind, dürfen die Löcher gestanzt werden. Alle gebohrten Löcher sollen überdies auch noch sorgfältig an den Kanten abgerndert werden, um bei den aufeinanderliegenden Theilen eine vollkommene Berührung zu erzielen. Die Entfernung zweier benachbarter Nietlöcher darf höchstens um 1/2 mm von dem richtigen Maße abweichen. Die korrespondirenden Nietlöcher der übereinanderliegenden Theile dürfen höchstens eine Exzentrizität von 1 mm aufweisen. Es wird empfohlen, übereinanderliegende Stücke gleichzeitig zu bohren. Sämmtliche Nieten, welche nach dem Urtheile des überwachenden Direktions-Ingenieurs der hydraulischen Nietung zugänglich sind, werden mit der Maschine gesetzt und aus Flußeisen gefertigt. Die übrigen Nieten, welche mit der Hand geschlagen werden, müssen aus Schweißeisen sein. Um Verwechslungen zu vermeiden, tragen die beiden Nieten an den Setzkpfen die Buchstaben A, bzw. F.

Belastungsannahmen.

Für die Berechnung der Spannungen in den Hauptträgern wurde als Verkehrslast ein aus drei vierachsigen Lokomotiven sammt dreiachsigen Tendern und einer unbestimmten Anzahl von zweiachsigen schweren Güterwagen bestehender Zug angenommen. Der Achsdruck der Lokomotive beträgt 13 t, jener der Tender 10 t und der Wagen 8 t. Der Zug wurde so zusammengestellt, wie es die ungünstigste Belastung für die jedesmal zu berechnende Spannung erforderte. Demgemäß befanden sich für die Berechnung der Gurtspannungen die drei Lokomotiven in der Mitte des Zuges, und zwar zwei derselben Brust gegen Brust, für die Berechnung der Stäbe zumeist im Anfang des Zuges; für

einige jedoch galt dieselbe Zusammenstellung des Zuges wie für die Gurte. Die Berücksichtigung des Eigengewichtes der Träger geschah in der Weise, daß man zuerst ein schätzungsweise bestimmtes Gewicht gleichmäßig vertheilt in Rechnung stellte, hiefür eine angenäherte Dimensionirung der Stäbe vornahm, und daraus das wahrscheinliche Eigengewicht des Ueberbaues bestimmte. Dasselbe ergab sich dann nicht mehr gleichmäßig über die Spannweite vertheilt, sondern von Fach zu Fach ganz beträchtlich verschieden, so daß die nochmalige Dimensionenberechnung mit diesem variablen Eigenwichte zu nicht unwesentlichen Korrekturen führte.

Der Winddruck wurde mit 270 kg bei unbelasteter und 180 kg pro Quadratmeter bei belasteter Brücke eingeführt. Die vergleichende Berechnung ergab, daß die größeren Beanspruchungen bei der letzteren Annahme eintreten. Die durch den Winddruck in den Hauptträgern hervorgerufenen Spannungen sind ziemlich bedeutend. Sie entstehen theils durch die Ausbiegung der Träger in horizontalem Sinne, theils durch vertikale Durchbiegung des vom Winde nicht direkt getroffenen Trägers, welche wieder die Folge einer vom Winde hervorgebrachten Torsionswirkung ist. Da aber für die gleichzeitige Berücksichtigung der Windspannungen eine um $\frac{1}{5}$ größere Inanspruchnahme als für die von den vertikalen Kräften herrührenden Spannungen zugelassen wird, so kommen die Windbeanspruchungen thatsächlich nur bei der Bestimmung der Querschnitte des Untergurtes zur Geltung.

Zu den für die obigen Belastungsannahmen gerechneten Primärspannungen treten noch die durch das Eigengewicht der einzelnen Stäbe hervorgerufenen Biegungsspannungen. Diese sind bei den großen Längen der Stäbe nicht zu vernachlässigen. Ist l die Länge eines unter dem Winkel α gegen die Horizontale geneigten Stabes, F dessen Querschnittsfläche, $k = \frac{J}{Fe}$ die bei der vertikalen Durchbiegung in Frage kommende Kernweite, $\gamma = 0.00785 \text{ kg}$ das Gewicht von 1 cm^3 Flußeisen, so wird die durch das Eigengewicht unter Annahme unbeweglicher Stabenden hervorgerufene Biegungsspannung $\sigma = \frac{\gamma}{12} \frac{Fe}{J} l^2 \cos \alpha = 0.000654 \frac{l^2}{k} \cos \alpha$ oder mit l in Meter, k in Centimeter

$$\sigma = 6.54 \frac{l^2}{k} \cos \alpha \dots \text{kg/cm}^2$$

Hiernach ergibt sich für die Diagonalstäbe, für welche $l = 19.8 \text{ m}$, $l \cos \alpha = 10.2 \text{ m}$ und $k = 7$ bis 10.5 cm ist, eine Biegungsspannung von $\sigma = 126$ bis 189 kg , und für die 13 m langen Gurtstäbe sogar eine solche von rund 200 kg . Bei der Querschnittsbestimmung wurde hierauf Rücksicht genommen.

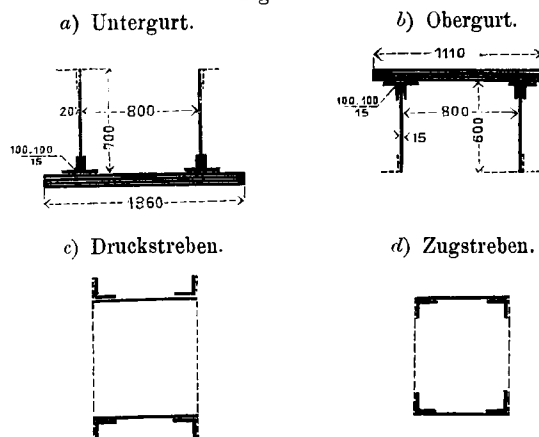
Konstruktive Durchbildung des Ueberbaues.

Die Gurte der Hauptträger, deren Spannung zwischen 57 und 659 t im Obergurt, bzw. 108 und 989 t im Untergurte wechselt, erhielten **II**-Form nach den nebenstehenden Skizzen (Textfig. 2). In den gedrückten Gurttheilen sind die Stehbleche durch Randwinkel verstärkt. Die Stäbe der Ausfachung sind je aus zwei Flacheisen und vier Winkeleisen

zusammengesetzt, und zwar liegen die letzteren bei den Druckstreben außen, bei den Zugstreben innen.

Wie bereits oben erwähnt, sind die Tragwände in geneigten Ebenen angeordnet (Taf. IV); nach dem Beispiele der Forth-Brücke ist auch die Windverstrebung an den Obergurten weggelassen und eine solche nur zwischen den Untergurten angebracht. Diese Anordnung bietet bei großen Spannweiten und Trägerhöhen manche Vortheile, indem durch Weglassung der oberen Windverstrebung die durch dieselbe sonst auf die Endständer übertragenen Beanspruchungen entfallen und durch die Neigung der Träger auch das Gesamtvolumen der Querversteifungen erheblich vermindert wird.

Fig. 2.



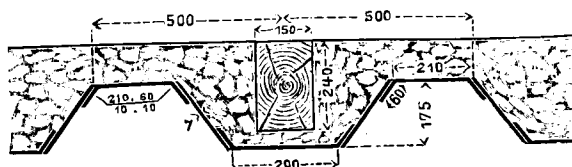
Die Windverstrebung besteht aus zweitheiligem Gitterwerk mit bloß auf Zug beanspruchten, aus Flacheisen und Winkeleisen gebildeten Diagonalen. Die Querversteifungen in Form einfacher oder mehrfacher Andreas-Kreuze aus Winkeleisen sind in den Ebenen der Druckstreben angebracht, mithin nur an den End- und Mittelständen vertikal, im Uebrigen jedoch geneigt.

Die Figuren auf Blatt III und IV geben Beispiele der Knotenpunktverbindungen.

Die Fahrbahn wird von Quer- und Längsträgern getragen, welche als Blechträger konstruirt sind. Erstere liegen an den Knotenpunkten des Untergurtes, haben im mittleren Theile zwischen den Längsträgern eine Stehblechhöhe von 1.00 m und mit Rücksicht auf die verschiedene Knotenweite und Länge verschieden starke Gurtwinkel und Kopflamellen.

Die Längsträger haben ebenfalls durchgehends die gleiche Höhe von 860 mm und verschieden starke Gurte. Sie sind gleich den Querträgern als frei aufliegend mit

Fig. 3. *)



*) Die Schwelle sollte hier mit der Breitseite liegend gezeichnet sein.

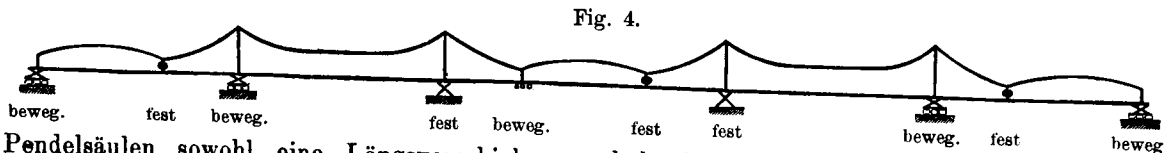
einer Inanspruchnahme von 800 kg pro Quadrat-Centimeter gerechnet.

Die Fahrbahn ist nach vorstehender Fig. 3 mit einem metallenen Belage abgedeckt, der zur Aufnahme der

Kiesbettung dient, in welche der Holzschwellen-Oberbau gelagert ist. Die neben dem Geleise laufenden 1·10 m breiten Fußwege erhalten eine Eichenholzbedielung, die von einzelnen Verlängerungen des eisernen Belages getragen wird.

Ueber die Anordnung der Lager gibt die nachstehende Skizze (Fig. 4) Aufschluß.

Die Lager auf den Mittelpfeilern sind theils feste, theils auf Walzen bewegliche Zapfenkipplager. Die Lager der Halbparabelträger auf den Endpfeilern sind ebenfalls auf Walzen beweglich, jedoch sind hier, um auch eine Drehung in horizontaler Ebene zu gestatten, die Zapfen durch sphärische Stützflächen ersetzt. Die Auflagerung der Halbparabelträger auf den Enden der Konsolenarme ist hingegen derart durchgeführt, daß sowohl die durch Temperaturwechsel und vertikale Durchbiegung veranlaßte Längsschiebung, als auch die durch horizontale Ausbiegung infolge Winddruckes nothwendige Drehbewegung ermöglicht wird. Zu diesem Zwecke sind nach dem Beispiele der Forth-Brücke die Enden der Halbparabelträger mit den Obergurten auf Pendelsäulen gestützt, welche innerhalb der Endvertikalen der Konsolenarme angebracht sind und sich mit halbkugelförmigen Ansätzen (15 cm Radius) gegen entsprechend geformte stählerne Stützplatten stemmen. Hierdurch ist infolge der Kugelgelenklager an den beiden



Enden der Pendelsäulen sowohl eine Längsverschiebung, als auch eine Drehbewegung der Halbparabelträger möglich gemacht. Zur Uebertragung der Horizontalkräfte dienen dann weiters in der Brückenachse angebrachte vertikale Zapfen, welche die Endquerträger des Konsolenarmes und des Halbparabelträgers in Verbindung bringen. Von diesen ist wieder der an dem einen Ende des Parabelträgers angebrachte Zapfen in einer länglichen Führung verschiebbar, während der am anderen Ende fest ist, d. h. nur eine Drehbewegung gestattet*).

Pfeiler. Die Strompfeiler sind auf festem Sandboden in einer Tiefe von 30 m unter dem Normalwasserstande, der linksseitige Landpfeiler ebenfalls auf Sandboden in einer Tiefe von 20 m unter dem Normalwasserstand und der rechtsseitige Landpfeiler auf zu Tage tretendem Felsen fundirt. Die Strompfeiler stecken etwa 18—22 m und der linksseitige Landpfeiler 32 m tief im Boden; ihre Krone liegt 35·8 m über dem Normalwasserstand, so daß die totale Pfeilerhöhe 65·8, bzw. 55·8 m beträgt. Die Grundrißform der Pfeiler ist ein an den Enden mit Halbkreisen abgeschlossenes Rechteck; an der Basisfläche jedoch ist der stromabwärts gelegene Halbkreis durch eine gedrückte Ellipse und auf die ganze Höhe der Eisbrecher der stromaufwärts gelegene Halbkreis durch ein Dreieck ersetzt. Die obere Pfeilerstärke wurde nach empirischen Regeln und die obere Pfeilerbreite mit Rücksicht auf die Anordnung der Lager und die Montirung bestimmt. Es beträgt:

	die obere Stärke	die obere Breite
bei den mittleren Strompfeilern	5·0 m	15·50 m
bei den äußeren Strompfeilern	4·5 m	15·50 m
bei dem linksseitigen Landpfeiler	3·5 m	10·50 m

Die übrigen Pfeilerdimensionen wurden durch Rechnung unter Annahme eines Maximaldruckes von 12 kg pro Quadrat-Centimeter für das Mauerwerk und von 10 kg pro Quadrat-Centimeter für die Fundamentsohle mit folgenden Werthen ermittelt*):

	Stärke	Breite
mittlere Strompfeiler an der Fundamentsohle	11·0 m	29·7 m
äußere " " " " "	10·5 m	29·7 m
linksseit. Landpfeiler " " " "	7·5 m	17·5 m

Bei der Berechnung der Pfeilerpressungen wurde natürlich der Winddruck sowohl auf den Ueberbau, als auch auf die Pfeilerflächen in Rechnung gezogen.

Die Strompfeiler, sowie der linksseitige Landpfeiler werden mit Luftdruckgründung ausgeführt werden. Die hiezu nöthigen Caissons sind aus Schweißisen (Festigkeit in der Walzrichtung 34—36 kg pro Quadrat-Centimeter, Längendeckung 10—12%, Inanspruchnahme 1000 kg pro Quadrat-Centimeter); sie erhalten eine lichte Höhe der Arbeitskammer von 2·2 m und drei Schächte mit oberliegenden Luftschleusen. Die Decke des Caissons wird durch 2·2 m

hohe Gitterquerträger und 0·85 m hohe Blechlängsträger abgesteift. Der Berechnung sind die Annahmen zu Grunde gelegt, welche Brennecke in seiner Abhandlung über den „Grundbau“ empfiehlt. Die unterste Partie des Mauerwerkes wird unter dem Schutze von entsprechend abgesteiften Hausse-Blechen ausgeführt, welche eine solche Höhe erhalten, daß sie das Normalwasser um etwa 4·0 m überragen, wenn der Caisson auf der Flußsohle aufsteht. Hienach beträgt bei den Strompfeilern die Höhe der Caissons sammt Mantel 10·5 bis 15·0 m.

Beabsichtigte Montirungsweise. Die Vortheile, welche die kontinuierlichen Träger im Allgemeinen hinsichtlich der erleichterten Aufstellung bei großen Spannweiten darbieten, und welche sich bei den kontinuierlichen Gelenkträgern noch mit den wichtigen Vorzügen der statischen Bestimmtheit verbinden, waren im vorliegenden Falle die hauptsächlichste Ursache, warum dieses Trägersystem gewählt wurde. Es mußte dieser Umstand hier besonders deshalb in Betracht kommen, weil es sich um die Ueberbrückung eines Stromes handelte, dessen gefährlicher Charakter während des Eisganges oder während der Hochwässer die Ausführung oder Erhaltung provisorischer Bauten, wie solche für die Aufstellung von Einzelträgern nothwendig sind, sehr erschwert, wenn nicht gar unmöglich macht.

Die Ausführungen der neueren Gelenkträgerbrücken, der Forth-Brücke, der Niagara-Brücke, des Červenaviaduktes u. s. w., haben gezeigt, daß bei diesem Träger-

*) Wir werden Zeichnungen über dieses interessante Detail, sowie über die Caissons etc. bei einer späteren Mittheilung über den mittlerweile begonnenen Bau der Brücke nachtragen.

*) Die in den Figuren auf Taf. II eingeschriebenen Maße beziehen sich auf das erste Projekt.

systeme eine Montirung mit freier Auslegung ohne Gerüst mit bestem Erfolge durchführbar ist. Es wird demnach bei der in Rede stehenden Donaubrücke die Aufstellung in der folgenden Weise beabsichtigt: Man beginnt mit der Montirung des mittleren Theiles der Kragträger. Zu diesem Behufe wird in der Mitte des betreffenden Feldes ein provisorisches Joch eingebaut und werden auf dieses und die beiden benachbarten Strompfeiler vier 70 m lange, später für den Viadukt bestimmte eiserne Träger aufgelagert, welche zur Unterstützung der auf denselben zu montirenden Kragträger dienen. Nach Vollendung dieser Arbeit werden die Kragarme und die anstoßenden Halbparabelträger, diese letzteren je zur Hälfte, freitragend ohne Gerüste von Fach zu Fach ausgebaut. Hiezu ist natürlich eine provisorische Verbindung der Mittelträger mit den Konsolenarmen nothwendig, welche gelöst wird, sobald nach beendigter Montirung der Schluß der beiden Trägerhälften in der Mitte bewerkstelligt worden ist. In den Endspanweiten wäre dann auch die landseitige Hälfte des Halbparabelträgers auf einem festen Gerüste aufzustellen, was hier jedoch bei der geringen Länge und bei dem Umstande, daß die Gerüstjoche schon theilweise auf das Land zu stehen kommen, keine großen Schwierigkeiten macht. Es wird sich sonach die Arbeit im Strome eigentlich auf die Aufstellung zweier Brückenfelder von je 140 m Spannweite reduzieren.

Materialmengen und Gewichte. In der Brücke über den Hauptarm der Donau beträgt:

	Tonnen
Das Gesamtgewicht des Ueberbaues (ohne Lager und Brückenbelag)	3439.7
Das durchschnittliche Gewicht desselben pro laufenden Meter	4.444
Das Gewicht des eisernen Brückenbelages (pro Quadrat-Meter 98 kg)	230.1
Das Gewicht der Bettung und Bedielung	331.6
Das Gewicht der Lager	86.940
Das Gewicht des für die Caissons nothwendigen Eisens	901.630

Die Pfeiler der Strombrücke erfordern insgesamt an Mauerwerk:

	Kubikmeter
Beton in hydraulischem und Cementmörtel	9.988
Bruchsteinmauerwerk	23.155
Verblendmauerwerk aus Hausteinen	8.392
Quadermauerwerk	2.851

Am 15. Jänner d. J. wurden die Arbeiten zur Herstellung der Donaubrücke an die Brückenbauanstalt Fives-Lille, welche die niedrigste Offerte eingereicht hatte, zum Preise von 7,837.278 Fres. vergeben. Der Bau wird laut Vertrag fünf Jahre dauern.

Die Gesamt-Ursachen der stetigen Erhöhung der Deiche im Unterlaufe der Ströme.

Von Ingenieur Stefan Fischer.

(Hiezu Tafel V.)

Wo immer wir in eine größere alluviale Küstenebene blicken, in welcher seit Langem Kultur wohnt, sehen wir die Flüsse und Ströme zwischen hohen Deichpaaren zum Meere ziehen, an deren Erhöhung wohl alle Jahrzehnte gearbeitet wird, weil immer von Neuem die bisherige Höhe dem langsam, aber stetig steigenden Hochwasserspiegel nicht mehr genügt. Viele dieser Ströme sind auf diese Weise schon auf längere Strecken zu künstlich vollständig oder unvollständig „schwebenden“ geworden, d. h. die Wasserspiegel vom Mittelwasserstande aufwärts, oder gar das ganze Querprofil bis zur Sohle hinab liegt zwischen den Deichen über dem gemittelten Niveau der durchflossenen Landschaft. Mehr oder minder ausgebildet finden wir dies im Unterlaufe fast aller italienischen Flüsse und Ströme (namentlich Etsch, Po, Reno, Arno), der französischen, die in's Mittelmeer münden, der norddeutschen, des Nil, der großen chinesischen Ströme, des mesopotamischen Strompaares und anderer.

Welchen Ursachen ist nun dieses stetige Steigen der Hochwasserspiegel in Bezug auf die bestehenden Deichkronen und daher die Nothwendigkeit der zeitweisen Erhöhung dieser letzteren zuzuschreiben?

Wenn ich mich im Nachstehenden mit dieser Frage, so kurz als ihre Beantwortung überhaupt möglich ist, beschäftigen will, so maße ich mir dabei nicht an, viel Neues bringen zu können. Der Werth der Abhandlung soll vielmehr in der Vollständigkeit der Aufzählung der mög-

lichen Ursachen, in der Feststellung ihrer Wirkungsweise und vergleichweisen Bedeutung, vielleicht auch in einigen neuen Gesichtspunkten und schließlich in der Aufstellung eines schematischen Ausdruckes, der sie behufs besserer Uebersicht und zur leichteren Beurtheilung des Gesamt-Ergebnisses zusammenfasst, liegen.

Um mehr mit bestimmten Verhältnissen rechnen zu können, will ich das Beispiel des Po, da derselbe einer der Mustertypen für aufgedämmte Flüsse bildet, u. zw. im Besonderen das Profil desselben bei Pontelagoscuro, zur Führung nehmen. Deshalb gebe ich in Fig. 1a (Taf. V) eine graphische Darstellung der jährlichen Maximal-Wasserstände des Po beim genannten Orte vom Jahre 1705 bis 1889*). Ich habe dabei die Kurve auf die Hochwässer der zweiten Jahreshälfte beschränkt und die jeweiligen höheren Frühjahrswasserstände zur Beurtheilung mit verschiedener Markirung beigefügt, da dieselben wegen der Zufälligkeiten im Schmelzen angesammelten Schnees größere Unregelmäßigkeit besitzen und sich daher weniger zur Auffindung eines Gesetzes eignen, als die rein vom Regen abhängigen**). Fig. 1b zeigt zum Vergleiche die maximalen Hochwasserstände in Casalmaggiore***) (121 km weiter

*) Bis 1876 nach Daten der Cenni monografici, Ministero dei Lavori Pubblici. V. Fiumi. 1878 (für die Zeit nach 1806 auf Grund von Originaldaten rektifizirt und vervollständigt); für die restliche Zeit nach den Originaldaten des Ferrareser königl. Bauamtes.

**) Auch liegen bezüglich des Hochwassers im Jahre 1705 widersprechende Angaben vor.

***) Nach den Daten der Cenni monografici.

aufwärts). Fig. 2 bringt als Ergänzung zu Fig. 1a den Pedometer oder die Skala der Hochwasserstände bei Pontelagoscuro, welche sich auf dem Hauptplatze von Ferrara befindet, weil dieselbe nicht bloß augenfälliger das stetige Steigen der Hochwässer zeigt, sondern gleichzeitig auch einen Einblick in das Verhältnis derselben zur Höhe der Ansiedlungen in der Niederung liefert*). Die Ausführungen sollen jedoch durch die Bezugnahme auf das konkrete Beispiel nicht an ihrer allgemeinen Giltigkeit verlieren.

Da nach dem Zwecke der Flußdeiche, die Maximal-Hochwässer vollständig zwischen sich einzuschließen, jene mit diesen in gleichem Maße zu steigen haben und für sie nur ein gewisser Ueberschuß an Höhe angestrebt und zu erhalten gesucht wird, so kann man sich darauf beschränken, die Aenderungen des Maximal-Hochwasserspiegels zu verfolgen.

Das berührte Steigen kann im Prinzip bei einem jeden Rinnengewässer in zweifacher Weise erfolgen. Erstlich absolut, d. h. der Hochwasserspiegel kann an einer in's Auge gefassten Stelle wirklich an absoluter Höhe über dem Spiegel des Empfangsbeckens. — Meeres oder Sees — zunehmen, und zweitens relativ, d. h. bei unverändert bleibendem Höhenverhältnisse der Hochwasserspiegel zum Empfangsbecken kann die durchflossene Landschaft ihre absolute Höhe über demselben Empfangsbecken vermindern, wodurch natürlich der Flussspiegel eine größere relative Höhe in Bezug auf die Niederungsfläche gewinnen muss. Selbstverständlich kann das absolute und das bloß relative Höhenwachsthum der Hochwasserspiegel gleichzeitig erfolgen. Ist z. B. abc in Fig. 3 (Taf. V) das (verzerrte) Profil des Alluviallandes nach dem Laufe des Stromes und ad das Längsprofil des Hochwassers, so kann sich dieses Profil infolge irgendwelcher zu besprechender Vorgänge nach $a'd'$ erheben, hingegen jenes nebst den Deichen nach ab'' hinabsinken. Die dadurch entstehende Zunahme der Ueberhöhung des ersteren Profils über dem letzteren, also die dadurch nöthig werdende Deicherhöhung h ist dann gleich $h_a + h_r$.

Ich will übrigens im Weiteren allgemeiner von der „Aenderung“ des Höhenverhältnisses der Hochwasserspiegel zum gemittelten Planum der Ebene anstatt von dem „Steigen“ des Hochwasserspiegels sprechen, da wir es mit Einflüssen zu thun bekommen, die sowohl eine Erniedrigung als eine Erhebung der Hochwasserspiegel erzeugen können.

I. Absolute Höhenverschiebung der Hochwasserspiegel.

Dieselbe kann in der Hauptsache geschehen:

a) Durch Veränderung der absoluten Höhenlage der Flusssohle, welche Veränderung der Hochwasserspiegel nach einem gewissen Gesetze — fast für die ganze Länge des Unterlaufes dem der Parallelität — mitmachen muss; und

b) durch Veränderung der Höhe der Hochwasserspiegel über der Flusssohle.

Gewisse Vorgänge erzeugen beiderlei Veränderungen gleichzeitig.

*) Damit werden gleichzeitig die bezüglichlichen viel zitierten, etwas übertriebenen Angaben De Prony's und die gegentheiligen des E. Lombardini richtiggestellt.

Diese Veränderungen können wiederum entweder den ganzen Unterlauf*) einheitlich und gleichsinnig umfassen oder sie können in verschiedenen Strecken desselben in entgegengesetztem Sinne erfolgen. Erstere werden hervorgerufen:

ad a) 1. durch die natürliche Mündungsvorschiebung;
2. durch Mündungsverlegungen;
3. durch Veränderung der Menge und des Körnigkeitsgrades der Geschiebe und Sinkstoffe, die der Fluß in der Wassereinheit im Mittel abzuführen hat.

ad b) 4. durch Veränderung der gesammten jährlichen Durchflußmenge, womit naturgemäß auch eine Veränderung der Wassermenge während der Hochwässer verbunden ist;
5. bei gleichbleibender jährlicher Gesamt-Durchflußmenge durch veränderte Vertheilung der Abfuhr.

Hieran möge, obgleich streng genommen nicht in die Reihe gehörend, angeschlossen sein:

6. der direkte Einfluss der Dammanlage selbst.

Ungleichsinnige Verschiebungen der Sohle wie des Hochwasserspiegels im Unterlaufe werden hervorgerufen:

7. Durch natürliche oder künstliche Veränderungen in der Horizontalgestaltung des Fluss-Unterlaufes, also hauptsächlich Regulirungen.

1. Sohlen-Erhöhung infolge natürlicher Mündungsvorschiebung.

Die Mündungsstelle eines Flusses ist mit allen ihren Verhältnissen und speziell mit der Spiegelhöhe bei den verschiedenen Wasserständen und dadurch auch mit ihrer Sohle an die Meereshöhe geknüpft, andererseits wiederum die Gestaltung des Längsprofils an die Summe der Bedingungen, die dem Flusse seinen Charakter verliehen haben und von denen er eine Funktion ist, und die sich wegen des Hinausrückens der Mündung nicht ändern. Das Längsprofil für eine neue, vorgeschobene Mündungsstelle M' (Fig. 4) muss daher dem früheren mit der Mündungsstelle M unter sonst unveränderten Verhältnissen ähnlich sein und darum auch auf die ganze oder nahezu die ganze Länge des Unterlaufes über dem früheren liegen. So erhalten wir im Punkte A eine Erhebung m , für jeden anderen eine solche m_x . Diese Erhebung m_x ist für jedweden Fluss unter beliebigen Verhältnissen mit der Entfernung von der Mündung veränderlich. Sie ist am größten an der alten Mündungsstelle M und vermindert sich stetig — freilich für einen zuflußreichen Strom nach einem komplizierten Gesetze — bei Annäherung an den Mittellauf N . Mit anderen Worten: die beiden Kurven

*) Ich halte mich hier wie in der Folge immer an die streng hydrotechnische Begriffsscheidung; nämlich (ohne hier in den Begriff der zusammengesetzten Flüsse, beispielsweise Ticino, einzutreten) ich will verstanden wissen: unter Quell- oder Sammellauf die verschiedenen Wasserfäden von der Wasserscheide bis zum ausgeprägten Rinnale; unter Oberlauf jene Flussstrecke, innerhalb welcher zum letztenmale ausnahmslos oder wenigstens im Jahresmittel Erosion stattfindet; unter Unterlauf, wo im selbst aufgeschütteten Schwemmlande im Wesentlichen stetig Ablagerung erfolgt; und unter Mittellauf, wo je nach den Wasserständen und anderen Umständen Erosion und Ablagerung fast regelmäßig schwankt, ohne daß die eine die andere überwiegen würde. Die Mittellauf-Stelle ist dann der innerhalb des Mittellaufes gelegene Uebergangspunkt von Erosion zur Ablagerung in einem bestimmten Momente.

konvergieren nach aufwärts. Sie können sich selbst in der Nähe dieses N schneiden, so daß der neue Mittellauf N' etwas oberhalb, aber auch etwas unterhalb des N zu liegen kommen kann, je nach dem relativen Alter des Flusses. In der Nähe des älteren Mittellaufes kann demnach durch die Mündungsvorschiebung ebensogut wie eine geringe Hebung des Längsprofils auch eine geringe Senkung desselben, d. h. ein Einschneiden der Sohle, erfolgen.

Die Größe des m_x in der Nähe der älteren Mündungsstelle lässt sich ziemlich genau bestimmen. Das Gefälle in der Strecke von jener zur neuen Mündung, also von M' nach M_1 , ist zwar etwas geringer als jenes auf einer gleich langen Strecke vor der früheren Mündungsstelle war; allein da die Länge MM_1 für Zeiträume, wie man sie allein in's Auge fassen kann, d. i. mehrere Jahrhunderte oder höchstens wenige Jahrtausende, im Vergleiche zum ganzen Unterlaufe nicht groß ist, so wird man, um noch einen guten Annäherungswerth zu erhalten, die neue Strecke vor der Mündung M_1M' und darüber hinaus dem alten Kurvenstücke MA — oder auch umgekehrt dieses jenem — parallel ziehen können. Man wird damit, namentlich bei Strömen mit verhältnismäßig langem Unterlaufe und daher geringem Gefälle vor der Mündung, einen sehr kleinen Fehler begehen. Kennt man demnach den Verlauf des bestehenden Längsprofils auf einer Strecke von der Mündung aufwärts, so lässt sich die durch die geschehene Mündungsvorschiebung hervorgerufene Profilerhöhung in der Nähe der früheren Mündung oder überhaupt an einem unfern von der Küste gelegenen Punkte graphisch oder durch Rechnung bestimmen (wobei sie sich, wie bemerkt, etwas zu groß ergibt). Auf gleiche Weise lässt sich umgekehrt, wenn man aus der Erfahrung das Maß der Mündungsvorrückung in der Zeiteinheit kennt, die für eine Profilstelle nahe der jeweiligen Mündung innerhalb einer bestimmten Zeitperiode zu erwartende Profilhebung annähernd finden.

Liegt der betreffende Profilpunkt weiter aufwärts, etwa in der Mitte des Unterlaufes, dann wird die Bestimmung schwierig und kompliziert und deshalb natürlich wenig genau; denn die Vertheilung der an der jeweiligen Mündungsstelle erfolgenden und wie vor bestimmbaren Hebung des Längsprofils auf den ganzen Unterlauf geschieht für Stromsysteme mit vielen und namentlich mächtigen Zuflüssen, die ungleich lange eigene Unterläufe besitzen, nicht gleichmäßig im Verhältnisse zur Entfernung von der Mündung, sondern nach einer Reihe von kompliziert zu bestimmenden idealen Mittellaufstellen. Für nahe dem oberen Rande der Ebene gelegene Punkte wird die Bestimmung der Höhenveränderung des Profils schon für einfache Ströme unverlässlich sein; für viel verzweigte Ströme aber wird sie geradezu unmöglich.

Die in Rede stehende Profilhebung des Unterlaufes pflanzt sich natürlich in alle Zuflüsse, in die Zuflüsse dieser u. s. w. fort. Dieselbe ist aber für verschiedene Zuflüsse sehr verschieden, und zwar je nach der Entfernung ihrer Einmündung in den Stammstrom von der Ausmündung des letzteren. Sie ist um so größer, je geringer jene Entfernung ist, also je weiter abwärts die Einmündung fällt, und umgekehrt desto kleiner, je weiter aufwärts sie ein-

münden. Mit Rücksicht auf den gewöhnlich im Vergleiche zum Stammstrom kurzen eigenen Unterlauf hat dies zur Folge, daß bei den ersteren Zuflüssen, z. B. Panaro und Mincio, deren Eindeichung in verhältnismäßig raschem Tempo aufwärts zu verlängert werden muss, während bei jenen anderen, die weit aufwärts sich mit dem Stammstrom vereinigen, z. B. Dora Riparia, dies nicht erforderlich wird, ja sogar eine langsame, von den Thaltrichtern nach abwärts schreitende Vertiefung des Querprofils entstehen kann.

Betrachten wir das Beispiel des Po. Für denselben ergibt sich durch den Vergleich einer Karte des Deltas aus dem Jahre 1599 und der bezüglich Längenangaben*) mit dem heutigen Stande und den Daten des im Jahre 1873/4 ausgeführten Nivellements**) für den zwischenliegenden Zeitraum von rund 270 Jahren eine für die verschiedenen, seit dem Jahre 1604 bestehenden Arme gemittelte Verlängerung des Laufes um ungefähr 26 km***); sonach für das Jahr im Mittel 96 m.†) Sie würde jedenfalls noch größer sein, wenn nicht auch innerhalb dieser Zeit noch die seit etwa dem XII. Jahrhunderte bestehende Eindeichung oftmals gerissen wäre,††) wodurch ein nicht unbedeutender Theil der Geschiebe anstatt vor den Mündungen über der Niederung abgelagert wurde. Auch das Maß der Vorschiebung der Mündungen konnte infolge der im Mittel zum Mindesten an Bedeutung und Dauer sich jedenfalls vermindern den Deichrisse nicht unverändert gleichmäßig sein. Allein bezüglich der Vergangenheit ist ja doch die thatsächliche Vorschiebung maßgebend und nicht jene, welche bei größerer Widerstandsfähigkeit der Deiche hätte wahrscheinlicher Weise stattfinden können. Nur folgt daraus, daß sie in Zukunft in einem noch rascheren Tempo erfolgen wird.

Der vorangeführten Laufverlängerung von 26 km entspricht, wie sich auf graphischem Wege ergibt (vergleiche Fig. 5), bei Annahme der Parallelität der Längsprofile eine Erhebung des Hochwasserspiegels bei Pontelagoscuro von

*) Nach Bernardino Zendrini: „Memorie storiche dello stato antico e moderno delle lagune di Venezia“ — Padua 1811.

**) In „Cenni monografici“ des Ministeriums f. öffentliche Bauten. — V. Fiumi — 1876, und Baccarini Alfr.: „Le acque e le trasformazioni idrol. in Italia“ — Rom 1875.

***)) Von der Stelle ab gerechnet, wo der, unter successiver Todtlegung des ehemaligen Po delle Fornaci, im Jahre 1604 bei Taglio di Po ausgeführte Durchstich die damalige Uferlinie des Meeres traf. — Die Länge (speziell für den Po di Tolle ist sie 28 km) ist dem stark gekrümmten Laufe der Arme entlang verstanden, bedeutet daher nicht das Anwachsen des Neulandes senkrecht auf das frühere Meeresgestade, welches Anwachsen bedeutend geringer ist, nämlich ungefähr 18 km beträgt.

†) Elia Lombardini (Intorno al sistema idraulico del Po 1840) rechnet für die Zeit nach 1600 eine geradlinige Vorschiebung der Deltaküste — also nicht Laufverlängerung — von 64 m pro Jahr; de Prony (Recherches sur le système hydraulique de l'Italie — unter Anderem zitiert von Cuvier) für die gleiche Zeit und in gleicher Weise 70 m. Ersteres Maß ergäbe für 270 Jahre 17.3 km, letzteres 18.9 km. Das in der vorgängigen Bemerkung angegebene Maß von 18 km liegt demnach in der Mitte. Der Hydrauliker Tadini (Di varie cose all' idraulica scienza appartenenti 1830) hingegen macht sich über die Annahme de Prony's lustig und will nur 3 m pro Jahr zugeben.

††) Nach den „Cenni monografici“ 234mal, wovon im Jahre 1872 allein an 38 Punkten.

rund 3'00 m*); bei approximativer Berücksichtigung des Vertheilungsgesetzes der Hebung reduziert sich dieses Maß auf 2'32 m. Unter der Annahme der Gleichmäßigkeit des Vorschreitens ergibt dies für die letzten 150 Jahre, nämlich von 1725—1875, d. i. ungefähr für die Zeit, welche die graphischen Darstellungen Fig. 1 u. 2 umfassen, 1'29 m**) und für das Jahrhundert 0'86 m. — Ich suchte direkt die Hebung des Hochwasserspiegels, anstatt dieselbe mittelbar aus jener des Sohlenprofils abzuleiten, weil die Bestimmung des letzteren in diesem besonderen Falle schwer zum Ziele führen würde, indem verhältnismäßig wenige Daten über die Sohle des Po bekannt sind oder wenigstens mir zur Verfügung stehen, indem ferner das Sohlenprofil, entsprechend den Fluss-Krümmungen, Theilungen u. s. w., außerordentlich unregelmäßig (vergl. Fig. 5) und naturgemäß raschen Wechseln unterworfen ist und weil schließlich in der Nähe der Mündung das Hochwasserprofil dem Sohlenprofile nicht parallel ist.

Die Erhöhung des Längsprofils in der Zeiteinheit infolge Mündungs-Vorschiebung ist natürlich für verschiedene Ströme auch außerordentlich verschieden, je nach dem Gefälle derselben im Unterlaufe und je nach der Raschheit des Vorschreitens der Mündung. Letzteres ist bei allen größeren Strömen, welche überhaupt Neuland ansetzen, nach den diesbezüglich gemachten Beobachtungen geringer als beim Po. So berechnete man — freilich nicht an der für den Hydrauliker allein maßgeblichen Laufverlängerung, sondern an geradliniger Küstenvorschiebung, die aber immerhin einen gewissen Anhaltspunkt für jene abgibt — betreffs der Rhône seit 1737 58 m pro Jahr (Germain), für den Schat-el-Arab. 54 m (Rawlinson), für den Hwangho 30 m (Pumpelly), für die Donau nach der Regulirung, also nach 1857, 12 m (Muszynski). Für den Mississippi schwanken die Angaben nicht weniger als zwischen 350 m (de Beaumont) und 4 m (Capt. Graham), ja selbst einem negativen Maße, einem Rückschritte [I. G. Kohl]***). Humphrey und Abbott berechneten, daß das heutige Bett dieses

*) E. Lombardini (l. c. S. 56) berechnet das mittlere Gefälle bei Niederwasser innerhalb des Deltas mit 0'0313 m pro Kilometer. Bei Benützung dieser Ziffer würde sich anstatt obiger 3'00 m nur 0'81 m ergeben. Allein die Anwendung jener Gefällsziffer müßte zu falschen Ergebnissen führen. Denn dieselbe läßt natürlich nicht erkennen, daß das Niederwasser auf eine Strecke von circa. 45 km von der Mündung aufwärts, wegen des den Hochwässern angepassten, für Niederwasser übergroßen Profils, fast horizontal ist, während das Hochwasser in derselben Strecke noch ein Totalgefälle von 6'10 m, d. i. ein Gefälle von 0'136 m, also das 4½fache von jenem, zeigt (vgl. Fig. 5).

**) Die wirklich stattgefundene Hebung beträgt rund 1'95 m (vgl. Fig. 1 a). Für Casalmaggiore würde sich die Hebung für die 150 Jahre, wieder unter Berücksichtigung der Vertheilungsweise, annähernd mit 0'92 m berechnen lassen, während die effektive Hebung 1'10 m ausmacht (vgl. Fig. 1 b).

***) Dieses eine Beispiel zeigt nebenbei, wie alle Rechnungen über „Delta“-Wachsthum, die nicht auf verlässliche und detaillirte ältere Karten und Beschreibungen gestützt sind, wenig Werth haben, namentlich wenn sie nicht von jenem Hydrauliker, der den Charakter und die Bauweise „seines“ Flusses genau kennt, angestellt sind, und wenn sie ferner nicht streng zwischen dem Vorseiben einer bestimmten Mündung oder Stelle des Deltas und dem mittleren Anwachsen eines längeren Stirntheiles des Schwemmlandes unterscheiden und eigens diesbezügliche Angaben machen.

Stromes bei einer Verschiebung der Mündung um 40 km an einer 50 km von der heutigen Mündung aufwärts gelegenen Stelle sich nur um 30 cm heben würde.

Für einige andere Ströme, wie z. B. Nil und Rhein, ist die Vorrückung der Mündungen eine so geringe, daß eine solche von Vielen, doch höchstwahrscheinlich mit Unrecht, überhaupt ganz geleugnet wird. Auch das Gefälle in der Mündungsnähe ist bei den meisten großen Strömen bedeutend geringer als beim Po.

Es dürfte auf der Erde kaum ein Rinngewässer geben, welches das von seinem Unterlaufe aufgebaute Schwemmland nicht noch fortwährend, sei es nun rasch oder langsam, erweitern würde; aber selbst wenn irgendwo der Küstensaum in der gesamten Basisbreite des Schwemmlandes unter dem Einflusse anderer regionaler säkularer Vorgänge im Mittel rückschreitend sein sollte, so kann doch gerade die Mündungsstelle eben infolge der Eindeichung noch immer anwachsen. Wo immer daher in einem Strom-Unterlaufe sich von Zeit zu Zeit das Bedürfnis einer Erhöhung der Deiche geltend macht, wird die besprochene Ursache ausnahmslos, wenngleich nicht in dem hohen Maße wie beim Po, theiligt sein. Doch wird sie selten oder niemals die alleinige sein.

2. Mündungs-Verlegung.

Die Verlegung der Mündung, erfolge sie auf natürliche Weise oder werde sie künstlich herbeigeführt, insofern sie allgemein eine Verkürzung oder Verlängerung der Lauflänge bedeutet, muss ebenfalls nach denselben Gesetzen, wie sie vorhin angedeutet wurden, eine Veränderung der absoluten Höhe des Sohlenprofils und damit auch des Hochwasserprofils im ganzen Unterlaufe erzeugen. Ein Unterschied liegt nur darin, daß diese Aenderung mehr minder plötzlich erfolgt, während die vor gekennzeichnete Hebung langsam und unabwendbar stetig vor sich geht.

Eigneten sich z. B. die Comacchieser Lagunen, insbesondere in Hinsicht auf die erforderliche Tiefe, dazu, um den Po direkt von Pontelagoscuro hineinzuleiten — abgesehen, ob noch andere Umstände dies zulassen und empfehlen und ob der Erfolg von Dauer wäre — so würde das nächste oder zweitnächste Hochwasser, das ohne Laufänderung in die Reihe der maximalen einzutreten hätte, beim genannten Orte einen um rund 6'5 m tieferen Spiegelstand aufweisen müssen, und in entsprechend vertheiltem Maße das ganze Unterlaufprofil wie das der Zuflüsse bis an alle Thaltrichter hinan. Denn auch die Vertheilungsgesetze bleiben die gleichen wie beim vorbetrachteten Vorgange. Mantua würde also einen Löwenantheil davontragen, während hingegen Cuneo in Piemont nichts davon haben würde.

Mündungs-Verlegungen werden immer Laufverkürzungen sein: die natürlichen sind es immer und die absichtlich hergestellten oder herbeigeführten wohl nicht minder. Es wären ihrer viele solche möglich und mit sichererem Erfolge als beim angeführten Beispiele des Po (z. B. Isonzo, Tagliamento, Ems, Schelde u. s. w.). Der Fall beeinflusst also das Bedürfnis der Deiche-Erhöhung mehr im negativen Sinne. Wegen der Seltenheit und des Spezialcharakters

desselben werde ich auf ihn im Weiteren wenig Rücksicht nehmen. Ich habe ihn nur der Vollständigkeit halber angedeutet.

3. Veränderung der absoluten Höhenlage des Sohlenprofils durch Veränderung der vom Rinn- gewässer zu transportirenden Menge von Ge- schieben und Sinkstoffen und deren Charakters.

Die hiemit angedeutete Ursache für das Bedürfnis einer Erhöhung der Fluss-Eindeichung mag vielleicht nicht zu den allgemein anerkannten*) gehören, denn ich habe sie wenig erwähnt und dann nur wenig gewürdigt gefunden. Und doch dürfte sie von nicht zu unterschätzender Bedeutung sein.

Es ließe sich unschwer der Satz entwickeln und erweisen: Die Gefällsgestaltung im Unterlaufe eines jeden Flusses ist eine Funktion einestheils von der Wassermenge (unter Berücksichtigung des Permanenzgrades) und anderentheils sowohl von der Menge als von der mittleren Körnigkeit (unter Berücksichtigung der Größe der Abweichungen von diesem Mittel) der Geschiebe und Sinkstoffe, die der Fluss im Kubikmeter durchfließenden Wassers, entsprechend seinen Daseinsbedingungen, jeweilig abzuführen erhält und, sei es in naturgewohnter, sei es in einer durch technische Eingriffe in die Naturform des Querprofils beeinflusster Weise transportieren muss. — In eine Entwicklung dieses Satzes lässt sich hier nicht eingehen**). Ich will hier nur bemerken, um die Beziehungen desselben zu den bekannten Geschwindigkeitsformeln anzudeuten, daß die in diese gewöhnlich eintretenden Glieder nur den Einfluss von Kombinationen einzelner jener Funktionsglieder und der Bedingungen, unter denen der Geschiebe-Transport erfolgt, in direkter Weise zu fassen suchen — freilich in nicht ganz gelungener Weise, woher die Beschränkung der Giltigkeit aller Formeln rührt.

Wird demnach ein Rinn-
gewässer auf irgend eine Weise, wovon weiter unten, in Punkt 5, im Zusammenhange die Rede sein soll, veranlasst, in seinem Sammel- und Oberlaufe in Mittel in beschleunigterem Maße Geschiebe aufzunehmen, als dies zuvor geschah, womit in der Regel zugleich eine Erhöhung des Körnigkeitsgrades derselben verbunden ist, so „sättigt“ es sich sowohl etwas früher, als etwas stärker und bedarf dann eines größeren Gefälles im ganzen Unterlaufe. Da das Längsprofil mit der Mündungsstelle an die Spiegelhöhe des Aufnahmebeckens gebunden ist, so kann es sich das größere Gefälle nur durch Hebung des Wasserspiegels von der Mündung nach aufwärts verschaffen (Fig. 6), wobei sich der Mittellauf etwas nach rückwärts in eine höhere Lage, z. B. von N nach N_1 , verschiebt. — Eine Verminderung der Geschiebe hat natürlich den entgegengesetzten Einfluß.

Nach dem Gesagten äußert dieser Vorgang seine Wirkung am stärksten unmittelbar in der Nähe der Gebirgskrallen und in die Thaltrichter hinein, also im Allge-

meinen am Eintritte der Flüsse in das bezügliche Alluvial-
land, und in immer schwächerem Maße gegen die Mündung in's Aufnahmebecken zu, wo sie Null wird. Die Beurtheilung der Wirkung bei einem größeren, vielverzweigten Stromsysteme, wie dies z. B. der Po ist, wird aber dadurch etwas erschwert, daß außer den noch zu erwähnenden Ursachen für vertikale Verschiebungen des Längsprofils namentlich der im ersten Punkte besprochene Vorgang mit seiner Wirkung die in Rede stehende vergrößern, aber unter Umständen auch verringern kann. Dieses letztere ist jedoch niemals der Fall bei einfacheren selbstständigen Flüssen mit verhältnismäßig kurzem Unterlaufe, also insbesondere bei den kleineren Steilflüssen, die in Gebirgsseen münden. Unter solchen finden sich überdies Beispiele von bedeutender Veränderung im Bewaldungszustande auf dem ganzen bezüglichen Niederschlagsgebiete innerhalb kurzer Zeit. Dieselben eignen sich daher am besten zum genauen Studium des in Rede stehenden Vorganges, der sich hier augenfällig und selbst messbar geltend machen kann, und außer diesen noch jene Flüsse und Ströme, die aus irgend welchem Grunde ihre Mündung nur in verschwindend geringem Maße verschieben. Jedenfalls kann er für Profilkpunkte, die nahe der Küste liegen, wie das als Beispiel gewählte Pontelagoscuro, nur einen vergleichsweise sehr geringen Effekt haben.

Bemerkenswerth ist noch, daß sich die Wirkung des Vorganges, der auch nur in einem Zuflusse vor sich geht, in den Unterlauf aller anderen Zuflüsse desselben Stromsystems fortpflanzt, jedoch nach jenen Gesetzen, als ob sie von einer Mündungsvorschiebung des Stammstromes ausginge, daß sie sich also zur Wirkung der thatsächlichen Mündungsvorschiebung auch indirekt summieren kann.

Noch ein auffallendes Beispiel möge hier Platz finden: das 3—4 km breite Schotterbett des Tagliamento liegt an einer ziemlich nahe dem Alpensaume gelegenen Stelle, nämlich dort, wo ihn die Bahn Udine-Treviso überbrückt, 9 m über dem Planum der Gegend von Codroipo auf der einen und 5—6 m über jenem von Casarsa auf der anderen Seite des Flusses. — Es ist sehr wahrscheinlich, daß man die Erklärung für dieses bedeutende natürliche Schweben des Tagliamento und, wenngleich in minderem Maße, der anderen Wildflüsse (torrenti) Venetiens gerade in Vorstehendem suchen muss, besonders da sich nach einigen Anzeichen, worunter auch einige archäologische Funde, annehmen lässt, daß dasselbe zum größten Theile erst in der Zeit entstanden sein dürfte, seitdem Menschen dieses Gebiet bewohnen*).

4. Direkte Veränderung des Hochwasserspiegels durch Veränderung der gesamten jährlichen Durchflussmenge.

Durch eine Veränderung der gesamten, von einem Strome jährlich abzuführenden Wassermenge wird sich natürlich auch, unter sonst gleichen Bedingungen und namentlich unveränderter Vertheilungsweise in der Abfuhr

*) Vergl. die Studien von Sasse, Opel, v. Hohenburger und Heyne.
D. R.

**) Ich hoffe dies noch in einer späteren Abhandlung nachholen zu können.

*) Ein sehr interessantes Beispiel bildet auch der Serchio (Provinzen Lucca und Pisa); ferner dürfte die Erklärung für die beobachteten Pegelstands-Veränderungen in Tilsit (Memel), Höxter (Weser) u. a. O. in diesem Vorgange zu suchen sein.

dieser Wassermenge, eine veränderte Durchflussmenge durch ein bestimmtes Profil während der Maximalhochwässer ergeben. Eine solche Veränderung der Gesamt-Wassermenge ist auf zweierlei Weise möglich: erstens dadurch, daß von den gesammten Niederschlägen ein veränderter Theil von dem Strome dem Meere zugeführt wird, d. h. mehr oder weniger als zuvor durch Verdunstung und Versickerung verloren geht; und zweitens durch eine Veränderung der gesammten jährlichen Niederschlagsmenge auf dem betreffenden Stromgebiete. Was die erstere Möglichkeit anlangt, so wird sie besser mit im nächsten Punkte zur Berücksichtigung gelangen.

Der zweite Fall setzt eine Veränderung der klimatischen Verhältnisse voraus. Es lassen sich nun wohl lokale Klima- und speziell meteorologische Aenderungen, meist infolge Umgestaltung der Natur durch die Menschen, beobachten. Dieselben sind aber wegen ihres lokalen Vorkommens wohl zu unbedeutend, um eine merkliche Aenderung in einem größeren Fluss-Systeme hervorzurufen, wobei gar nicht in Betracht gezogen zu werden braucht, daß solche an verschiedenen Punkten vorkommende Einflüsse sich auch gegenseitig neutralisiren können. Ferner werden wahrscheinlicher Weise Klima-Aenderungen auch gesetzmäßig und säkular, sowohl regional als pangeonisch, stattfinden*). Allein dieselben geschehen dann so langsam und mit so verschwindend geringem Modul, daß sie für begrenzte Zeiträume wie die, welche hier für die Untersuchungen über die Ursachen für das Bedürfnis der Deicherhöhungen in Betracht kommen, in ihren hydraulischen Folgen kaum zu erkennen sind und darum wohl ebenfalls außer Berücksichtigung bleiben können. Denn die von mehreren Gelehrten, Arago wohl einer der Ersten, angestellten tiefen Studien über die Frage, ob die klimatischen Verhältnisse, und die Untersuchungen Anderer, ob speziell die Niederschlagsmengen in Europa sich in geschichtlicher Zeit geändert haben, sind alle zu dem Ergebnisse gelangt, daß merkliche Aenderungen nicht stattgefunden haben dürften. Auch die Hypothese, daß infolge der veränderten Bodenkultur der Wasserstand in den fließenden Gewässern abgenommen habe, ist bekanntlich von einer Anzahl anderer gewiegter Techniker, ebenfalls an der Hand von Beobachtungsdaten, angegriffen und in ihrer Haltbarkeit sehr in's Schwanken gebracht worden. Wenn nun auch diese Widerlegungen ebenfalls ihre Schwächen haben, besonders weil dieselben die absolute Vermehrung der abfließenden Wassermengen von der bloßen Aenderung in der Vertheilungsweise der Abfuhr nicht immer getrennt halten und weil sie, anstatt bloß Pegeldata vom Oberlaufe zu verwenden, mehr solche des Unterlaufes, mit denen man niemals weder für noch gegen die Hypothese etwas beweisen wird, zu Hilfe genommen oder wenigstens mit jenen vermengt haben, so geht doch so viel daraus hervor, daß erkennbare und nachweisbare Aenderungen in den im Mittel jährlich von den Flüssen und Strömen abgeführten Wassermengen nicht erfolgt sein können.

Aber selbst wenn dies der Fall wäre, so würde doch — unter der Voraussetzung, daß sich damit die von den

*) Man hat bekanntlich selbst einen Zusammenhang zwischen der Sonnenfleckenhäufigkeit und den Hochwässern gesucht.

Wässern aufzunehmende und fortzubewegende Geschiebemasse nur in demselben Verhältnisse vermehrte oder verminderte wie die Wassermenge selbst — der Einfluss auf die Höhe des Hochwasserprofils kein so bedeutender sein, als man nach dem ersten Anscheine anzunehmen versucht sein könnte. Denn mit dieser langsamen Veränderung würde die Anpassung des Längsprofils im Unterlaufe gleichen Schritt halten und dieselbe bestände nicht allein in der säkulären Hebung oder Erniedrigung des Hochwasserspiegels über der Sohle der Rinnsale, sondern auch in einer gleichzeitigen Veränderung der absoluten Sohlenhöhe in entgegengesetztem Sinne. Würden sich beispielsweise die Niederschläge vermehren, so würde dies nicht bloß den Hochwasserspiegel über der Sohle, also absolut heben, sondern auch diese zu einem tieferen Einschnitten, einer absoluten Senkung, und zwar aus mehreren Gründen in bedeutend größerem Maße, als jene Hebung stattfände, veranlassen. Vermehrte sich z. B. die Niederschlagsmenge innerhalb eines Jahrhunderts um 5%, was in zwei Jahrtausenden einer Verdoppelung gleichkäme — gewiss eine weit über die Möglichkeit hinauschießende Annahme — so würde sich aus dieser Ursache der Hochwasserspiegel kaum um mehr als 1% der Höhe t_1 (Fig. 7) der früheren Hochwasserlinie über der zugehörigen Längsprofilachse durch o erheben; denn nicht allein, dass a infolge der größeren Breite eine größere Wassermenge als ein gleiches a an der Sohle repräsentirt, würde sich auch das o selbst tiefer hinabsenken. Die Höhe t_1 mag bei Pontelagoscuro bei einem außerordentlichen Hochwasser ungefähr 5 m betragen: es entspricht demnach jener Einfluß nur etwa 0.05 m Hebung im Jahrhunderte — im Vergleiche zur wirklich geschehenen Hebung ein fast verschwindendes Maß.

Hingegen müsste freilich eine solche jährliche Niederschlagsvermehrung in den meisten Fällen im Oberlaufe, namentlich dort, wo die Sohle Felsengrund und daher in der Vertiefung leicht zurückbleiben kann, beinahe durch nackte Pegelziffern gemessen werden können.

5. Veränderung der Höhe der Hochwasserspiegel durch veränderte Vertheilung der Wasserabführung bei gleichbleibender jährlicher Gesammtabflussmenge.

Wenn auch die jährlichen Gesamtniederschläge in einem Stromgebiete oder überhaupt die durch ein gegebenes Profil jährlich passirenden Gesamtwassermengen im Mittel sich nicht in merklicher Weise stetig vermehren oder vermindern, so kann sich doch trotzdem die zur Hochwasserzeit abzuführende Wassermenge, u. zw. auf Kosten der während der Nieder- und Mittelwasserstände abzuführenden Mengen, verändern. Erfährt jene beispielsweise eine Vermehrung, so müssen diese sich vermindern. Der Stand während der Hochwasser muss sich dann in Bezug auf den gemittelten Jahreswasserstand erhöhen, derjenige der Niederwasser und gewöhnlich auch etwas derjenige der Mittelwasser sich erniedrigen, womit gleichzeitig eine Verlängerung der Dauer sowohl der Hochwasser als der Niederwasser auf Kosten der Mittelwasser verbunden ist. Mit anderen Worten: der Permanenzgrad des Stromes ändert sich. Aus der

schematischen vollgezogenen Kurve der Tageswasserstände für ein Jahr (als Mittel aus einem längeren Zeitraume gedacht) in Fig. 8 kann die eingezeichnete punktirte werden, wenn der Permanenzgrad sich vermindert und umgekehrt, wenn sich derselbe erhöht *).

Wenn die tieferen Ursachen, die diese Verschiebung in der Vertheilung der Wasserabfuhr erzeugen, in einem und demselben Sinne lange fortbestehen und sich stetig steigern, ist es natürlich, daß auch die absolute Höhe der maximalen Hochwasserspiegel sich in demselben Sinne stetig verändern muss. Besteht diese Veränderung in einem Steigen, so fordert sie selbstverständlich eine absolute Erhöhung der Deiche.

Wollten wir nun betreffs irgend eines Rinnengewässers darnach forschen, ob die angegebene Verschiebung in der Vertheilung der Wasserabfuhr, also ob in dieser Weise ein Einfluss auf die maximalen Hochwasserspiegel stattgefunden habe oder nicht, so müssten wir uns zunächst daran erinnern, daß wir bisher schon mehrere Vorgänge gefunden haben, die sowohl ein Steigen als ein Sinken der Wasserspiegel im Unterlaufe hervorbringen können. Man kann somit weder aus dem einen noch aus dem anderen für sich allein die Wirkung des in Rede stehenden Vorganges beurtheilen, solange man nicht weiß, welchen Antheil daran einzelne jener anderen Vorgänge haben. Die Untersuchung hätte vielmehr direkt der Veränderung des Permanenzgrades des betreffenden Gewässers zu Leibe zu gehen. Dieselbe ergibt sich — bis zu einem gewissen Grade **) — durch den Zusammenhalt der Kurve der jährlichen Maximalstände mit jener der jährlichen Minimalstände während eines längeren Zeitraumes. Ihre Divergenz in der Richtung der vorschreitenden Zeit wird auf Verminderung des Permanenzgrades und auf eine raschere Abfuhr der Niederschläge während der Hochwasser, also eine daraus hervorgehende Hebung der absoluten Höhe der Maximalspiegel, hindeuten; umgekehrt eine Convergenz auf eine Erhöhung des Permanenzgrades und damit verbundener Erniedrigung der Maximalspiegel.

Untersuchungen von der angegebenen Art dürften bisher wohl noch keine angestellt worden sein. Doch sind immerhin auf andere Weise, sei es durch Untersuchungen, die auf anderen Wegen dieses Ziel verfolgten, sei es nebenbei durch solche mit anderen Zielen, direkt oder indirekt einige Anhaltspunkte für die Beurtheilung, ob thatsächlich Veränderungen im Permanenzgrade einiger Rinnengewässer stattgefunden haben, gewonnen worden. So hat man an der oberen Oder durch Vergleichung der Beobachtungsdaten aus den zwei Perioden 1810—1835 und 1836—1862 kon-

statiren können, daß die Hochwasserstände sowohl an Häufigkeit als an Dauer zugenommen haben und daß die Wasserstände des Frühjahrs im Allgemeinen höher, jene im Herbst aber niedriger geworden sind *), was offenbar auf ein rascheres Schmelzen des Schnees und raschere Abfuhrung des Schneewassers hindeutet.

Betreffs des Como-Sees hat E. Lombardini **) eine kleine Untersuchung angestellt und kommt zu dem Ergebnisse, daß die Hochstände desselben in immer kürzeren Zeitintervallen eingetreten sind, u. zw. rechnet er:

Von 1792 bis August 1821 Intervall von 58 Monaten,

„ 1821 „ „ 1839 „ „ 44 „

„ 1839 „ „ 1863 „ „ 20 „

Theilt man diesen Zeitraum von 72 Jahren in drei gleiche Perioden von je 24 Jahren ein, so erhält man der Reihe nach Intervalle von 48, 41 und 19 Monaten. Berücksichtigt man zur Sicherheit nur die Hochstände, die 3 m übersteigen, da im Anfange des Zeitraumes die kleineren Hochstände nicht notirt zu sein scheinen, so erhält man die Intervalle von 72, 58 und 24 Monaten oder in den einzelnen Jahrzehnten nach einander 2, 3, 3, 3, 4, 7, 6 Hochstände von mehr als 3 m über Null. Trägt man endlich die Hochwasserstände graphisch auf, so bildet die Verbindungslinie der Gipfel eine ansteigende Linie. Diese stetige Veränderung zum Schlimmeren kann nun nur entweder durch eine stetige Vermehrung der gesammten Niederschlagsmengen im bezüglichen Tributärgebiete oder durch die Beschleunigung im Abflusse der jeweiligen Niederschläge oder durch beide Ursachen zusammen hervorgerufen sein ***). Denn alle anderen betrachteten und noch zu betrachtenden Vorgänge, die solche Veränderungen in der Hochwasserzahl und Hochwasserhöhe wie die eben angeführten zu erzeugen vermögen, können hier beim Como-See nicht zur Geltung kommen. In der unteren Adda, dem Abflusse des Sees, wird demnach eine Erhöhung der Hochwasserstände zu beobachten sein, die möglicherweise außerdem auch von anderen Ursachen, gewiß aber wenigstens zum Theile von der vergrößerten Wassermenge während der Hochwasser herrührt, und diese Erhöhung aus der letztgenannten Ursache muss sich mit einer entsprechenden Wirksamkeitsquote in den Po fortpflanzen. Dieselbe Wassermengen-Vergrößerung werden aber mehr minder auch alle anderen Aeste und Zweige des großen Po-Stromnetzes aufweisen und auf den Po weiter übertragen. Für das konstatierte Steigen der Hochwasserstände bei Pontelagoscuro wird also sicherlich eine der Ursachen in der Vergrößerung der Durchflusssmengen während der Hochwasser gesucht werden müssen.

In der That, studirt man die jährlichen Minimalstände des Po bei Pontelagoscuro; trägt man sie namentlich

*) Der Permanenzgrad bezieht sich eigentlich auf die Wassermengen, nicht auf die Wasserstände. Doch liefern ja immerhin die Abweichungen dieser vom Mittelwasserstande auch einen Anhaltspunkt für die Abweichungen jener von der gemittelten Jahreswassermenge. Uebrigens interessieren uns hier die Wassermengen nur insoweit, als von ihren Aenderungen die Wasserstände mit abhängen.

**) Mit Bezugnahme auf die vorgängige Anmerkung sollten eigentlich zwei eigens gebildete Wassermengenkurven verglichen werden. Allein diese setzten eine derartige Berücksichtigung der Aenderungen in der Sohlenhöhe voraus, welche gewöhnlich nicht geübt wird und auch nicht zu üben möglich ist.

*) Sasse, „Wasserabnahme in den Bächen und Strömen Deutschlands“, 1880.

**) E. Lombardini, „Della natura dei laghi e delle opere intese a regolare l'efflusso“, 1866, § 118.

***) Lombardini thut auch, nach Mittheilungen kompetenter Personen, der rücksichtslosen, rapid fortschreitenden Gebirgsentblößung im Gebiete der oberen Adda Erwähnung.

graphisch auf, so geben auch die minimalsten Stände zwar eine ansteigende Linie so gut wie die maximalsten Stände; allein das Ansteigen ist ein geringeres. Ich habe diese Linie für den Zeitraum von 1806—1888 gesucht und in Fig. 1 zum Vergleiche mit eingetragen *). Ihr Ansteigen beträgt, auf ein Jahrhundert reduziert, 0.60 m, während das der Hochwassergipfel rund 1.30 m beträgt. Die beiden Linien divergiren also mit der fortschreitenden Zeit, d. h. die Schwankungen zwischen den maximalsten und minimalsten Ständen werden immer größer. Wenn diese Vergrößerung auch nur 0.70 m im Jahrhundert beträgt, so genügt sie doch, um das Vorhandensein des in Rede stehenden Einflusses sicherzustellen. Die Linie, welche die successive Erhöhung der Sohle an derselben Stelle zum graphischen Ausdrucke bringen würde, muss man sich — unter der Voraussetzung, daß sich die gesammte gemittelte jährliche Wassermenge nicht wesentlich ändert — mit einer Neigung denken, die zwischen jener der beiden erwähnten Linien liegt, aber — entsprechend dem im vorgängigen Kapitel Ausgeführten — mehr jener der maximalen als jener der minimalen Stände, welche letztere einen größeren Ausschlag bei Aenderung der Wassermenge erfahren, sich annähernd. Die Erhebung der im Mittel im Jahre vorhandenen Sohle **) in Bezug auf das Pegel-Null mag daher wenig um 1 m herumschwanken **), eher aber noch etwas größer sein.

Nach dem Gesagten ist ein Einfluß einer Veränderung in der Vertheilung der Niederschlagsabfuhr nicht zu verkennen. Aber das trotzdem gleichzeitig stattfindende Steigen der kleinsten Wasserstände und das daraus resultirende, überdies noch größere der Sohle beweisen, daß jene Aenderung nicht die alleinige Ursache des stetigen Anwachsens der Hochwasserstände ist, sondern daß sie llos einen Antheil daran hat, der nur höchstens den fünften Theil $\left(\frac{1.30 - 1.00}{1.30}\right)$ des gesammten Hochwasserwachstums betragen kann. In Anbetracht, daß dieses Letztere, soweit es von der Veränderung in der Niederschlagsabfuhr herrührt, auf Kosten der Niederwasser geschehen muss, ließe sich übrigens die Behauptung, daß dieses Wachstum nur allein durch den beschleunigten Abfluss der Niederschläge herbeigeführt sei — eine Behauptung, die man nicht selten lesen kann — leicht ad absurdum führen; denn eine bezügliche Berechnung ergibt, daß, wenn die Behauptung wahr wäre, der Po längst schon kein Niederwasser mehr haben könnte und aufgehört haben würde, ein permanenter Strom zu sein, wovon er zum Glücke noch sehr weit entfernt ist.

*) Die graphische Darstellung der Minimalstände selbst mag einer anderen Abhandlung vorbehalten sein, da sie im Zusammenhange mit der Darstellung der Jahresmittel, über die Zeitdauer der verschiedenen Stände u. s. w. auf noch andere auffällige Erscheinungen hindeutet.

**) Dieselbe ist natürlich innerhalb des Jahres, je nach den Wasserständen und dem relativen Geschiebegehalte des Wassers, ganz beträchtlichen Schwankungen unterworfen, auf welche man aber nicht aufmerksam wird, da selten oder nie Sondirungen während der Hochwässer vorgenommen werden.

***) Man hat mehrfach versucht, aus Beobachtungen an Schleißen und aus ähnlichen direkten Beobachtungen Schlüsse auf die Hebung der Sohle zu ziehen, ist aber, weil dabei so mancherlei Umstände mit zu berücksichtigen kommen, zu entgegengesetzten und daher zu gar keinen verlässlichen Ergebnissen gelangt.

Die in seinen Wirkungen auf das Flussprofil etwas gekennzeichnete Veränderung in der Abfuhrmenge in einem gegebenen Unterlaufprofile während der Hochwasser, sei es Vermehrung oder Verminderung, kann nun bewirkt werden: a) Durch Veränderung in dem Bewaldungszustande des Niederschlagsgebietes; b) durch verschiedene technische Ausführungen im Quell- und Oberlaufe des Stromes wie seiner Zuflüsse und c) durch Aenderungen in der Horizontalentwicklung im Unterlaufe des Flusssystems.

a) Einfluss der Bewaldung. Derselbe macht sich in dreifacher Weise geltend. Die Veränderung im Zustande der Bewaldung (in vermindertem Maße natürlich auch die bloße Berasung) verändert überhaupt die von dem Flusse abzuführende jährliche Gesamtwassermenge; sie verändert die zeitliche Vertheilung der Abfuhr und sie verändert den Geschiebegehalt und Geschiebecharakter des abfließenden Wassers. Die erstere Einflussweise gehörte, wenn man blos die Veränderung der jährlichen Durchflussmenge durch ein Profil in's Auge fasst, in das vorbesprochene (vierte) Kapitel; insofern diese Veränderung aber fast ausschließlich die Hochwasser anbetrifft, in das in Besprechung befindliche. Die dritte Einflussweise wurde in ihrer Wirksamkeit schon im dritten Kapitel beleuchtet.

Je nach dem mehr oder minder über das ganze Niederschlagsgebiet ausgedehnten Waldbestande wird mehr oder weniger Wasser von der Regenzeit für die trockenen Tage zurückgehalten, so daß auch mehr oder weniger davon einerseits verdunsten und andererseits in Felsenklüften wie in weichem Boden versickern kann. Mit diesem versickernden Wasser werden — außer den Quellen — die Tiefenströme (Klüften- und Schichtenströme) gespeist. Dasselbe wird also dem Oberflächenstrom so wie das verdunstende überhaupt ganz entzogen. Der Wald bildet aber auch eine Art Sparbüchse für die Niederschläge aus den Tagen des Ueberflusses für die Tage der Kargheit, d. h. er vertheilt den Abfluss aller Niederschläge auf eine längere Zeit durch die Verlangsamung sowohl des oberflächlichen Fortrieselns als des etwas tieferen Fortsickerns für Speisung von solchen Quellen, die weiter abwärts dem Rinngewässer wieder zugute kommen. Hydraulisch ausgedrückt: er erhöht den Permanenzgrad der Flüsse. Auf beide angegebenen Arten werden die Wassermengen bei Hochwasser vermindert.

Hingegen nimmt man freilich andererseits auch an, daß unter dem Einflusse des Waldbestandes die Niederschläge vermehrt werden. In der That ist jedoch selbstverständlich die Menge der Niederschläge von der Menge der allgemeinen Dunstbildung, also von der Sonne, abhängig. Es können daher nur lokale Verschiebungen in den Niederschlägen eintreten und außerdem kann wenigstens die vorerwähnte durch den Wald veranlasste größere Verdunstung durch eine etwa gleich große condensirende Wirkung paralytisch werden. Bedeutend kann aber nach dem Gesagten der die Niederschlagsmenge vergrößernde Einfluss des Waldbestandes nicht sein und das vorangeführte Beispiel des Como-Sees beweist dies auch indirekt durch die Beobachtung.

Die angegebene dritte wesentliche Art des Waldeinflusses, die Veränderung der Menge und des Charakters der

Geschiebe, bedeutet ihrem tieferen Wesen nach eigentlich eine Veränderung im Geschwindigkeits-Consume, also in der sichtbaren Arbeitsleistung des von den Höhen zu den Tiefen abfließenden Wassers. Während derjenige Regen, der durch Waldspreu und Gräser hindurch seinen Weg zu einem Gerinne suchen muss, dabei wenig oder gar keine Gelegenheit, mineralische Bestandtheile mechanisch mitzunehmen, findet und, wenn ihm irgendwo diese Gelegenheit wurde, dieselben ausfiltrirt erhält, trotzdem aber gleichzeitig seiner lebendigen Kraft, die dem durchlaufenen Gefälle entsprechen sollte, beraubt wird, und während ferner der einsickernde und tiefer abwärts als Quelle zutage tretende Wassertheil ebenfalls fast rein von jeder mechanischen Beimengung ist und sich auch ohne irgendwelche angesammelte Geschwindigkeit dem Bache oder Strome beigesellt, sättigt sich jeder Wasserfaden, der über nacktes, von einer Verwitterungskruste überzogenes Gestein fließt, leicht und rasch mit Geschieben aller Art, gewinnt wegen der geringen zähen Widerstände außerdem bedeutende Geschwindigkeit und damit lebendige Kraft für die Ablösung größerer Geschiebe: kurz das von nackten Gebirgen herabströmende Wasser ist ungleich reicher an schwebenden Stoffen und Geschieben, u. zw. sind diese überdies im Mittel von größerem Kaliber. Warum und in welcher Weise dies auf die Höhe der Hochwasserstände Einfluss nimmt, bei welcher Art Rinnengewässern dieser am deutlichsten zur Geltung kommt u. s. w. wurde schon weiter oben gezeigt und auch mit einem Beispiele (dem des Tagliamento) belegt.

Was nun den summarischen Einfluss der Entwaldung auf die absolute Hebung der Hochwasserspiegel im Unterlaufe größerer Ströme anlangt, so wird er mehr oder minder, in der einen oder der anderen der betrachteten Weisen ausgeübt, ziemlich überall vorhanden und dort, wo schon seit längerer Zeit eingehende Pegelbeobachtungen angestellt werden, auch erkennbar sein; aber man wird sich auch hüten müssen, ihn vorweg allzu hoch zu schätzen.

Zunächst möge daran erinnert sein, daß von einer Vergrößerung der Wassermenge während der Hochwässer nur ein Theil, u. zw. meist wohl der kleinere, sich durch Erhebung des Hochwasserspiegels bemerkbar macht, indem ein anderer Theil sich in eine — sei es auch nur vorübergehende — Vertiefung der Sohle umsetzt. Aber fassen wir auch bloß die Wassermengen- und Geschiebeveränderung bei einem größeren Strome in's Auge, so haben wir zu bedenken: 1. Daß viele Zuflüsse Seen passiren, wodurch die Veränderung im Geschiebegehalte ganz aufgehoben und jene der Wassermengen bedeutend abgeschwächt wird. 2. Daß alle jene Zuflüsse, welche aus dem oberhalb der ewigen Schneegrenze liegenden Gebieten ihre hauptsächlichste Speisung erhalten, von solchen Veränderungen nahezu unberührt bleiben, also (abgesehen von säkulären Aenderungen in den klimatischen Verhältnissen) ihren Permanenzgrad fast gar nicht ändern und daher mäßigend auf das Gesamtergebnis der Entwaldung wirken. 3. Daß desgleichen der Bewaldungszustand auf alle jene Zuflüsse, die in der Niederung entstehen oder von dieser hauptsächlich genährt werden, nur einen geringen solchen Einfluss ausüben kann, indem hieselbst das Abrinnen der Niederschläge

mit oder ohne Wald immer mit geringer Geschwindigkeit erfolgt und daher nur eine verhältnismäßig geringe Veränderung zu erleiden vermag. *) 4. Daß die Entwaldung unter Umständen für die Hochwasserstände sogar von günstiger Wirkung sein kann, wenn sie die Regenmengen der niederen Regionen rasch abfließen macht, bevor noch der Schnee der höheren Regionen zu raschem Abschmelzen die nöthige Wärme erhält. 5. Daß in einem großen Flußgebiete die Entwaldung nicht auf der ganzen Ausdehnung gleichen Schritt halten wird, und daß daher Strecken mit Stillstand oder gar Rückschritt in der Entwaldung den Einfluß solcher mit rapider Gebirgsentblößung etwas abschwächen oder auch paralisiren werden. Würde übrigens die Entwaldung vorwiegend in dem Theile des Gesamt-Quellgebietes, der dem betreffenden Profile zunächst liegt, erfolgen, so könnte dies sogar zum Ergebnisse haben, daß die Hochwässer wohl in der Dauer verlängert aber in ihrer Höhe erniedrigt würden; und umgekehrt, wenn die Entwaldung mehr in dem von dem Profile entferntesten Theile platzgreift, indem dann die Niederschlagswasser von dort mit den durch den Waldbestand verzögert abfließenden Niederschlägen der näher liegenden Gegenden gleichzeitig unten anlangen können.

Speziell betreffs des Po sei noch auf die vorgebrachten Angaben hingewiesen, aus welchen sich ein Anhaltspunkt für die verhältnismäßige Größe des betrachteten Einflusses ergibt, wobei freilich die Spezialwirkung der Geschiebegehaltveränderung nicht mit enthalten, dafür aber noch der nachstehende Punkt mitbetheiligt ist**).

b) Regulirungen und sonstige technische Ausführungen im Quell- und Oberlaufe. Dieselben haben zum Theile eine Beschleunigung der Wasserabführung aus dem Quell- und Oberlaufe in den Unterlauf, zum Theile eine Verzögerung zur Folge. Mit ersterer ist gewöhnlich eine Vermehrung, mit letzterer eine Verminderung der Geschiebeführung des abfließenden Wassers verbunden; doch kann durch einzelne solcher Ausführungen die Geschiebeführung auch nahezu unbeeinflusst bleiben.

Eine Abflussbeschleunigung mit gleichzeitiger Geschiebevermehrung entsteht durch Abflusssenkung und dadurch Trockenlegung von Hochseebecken, durch Wegräumung von Hindernissen (Baumstämmen, Felsstücken, Gefällsbrüchen u. s. w.) in den Bachgerinnen, durch Ziehung steiler Abflussgräben; Abflussbeschleunigung ohne merkliche Geschiebevermehrung durch Geradführungen, widerstandsfähige Gleitbahnen, durch Verhinderung der Ausbreitung der Gewässer in Thalerweiterungen, durch Trockenlegung von Hochmooren, durch ein System von Entwässerungsgräben für das Kulturland u. s. w. Eine Verzögerung des

*) Hingegen habe ich selbst durch lange Zeit ziffermäßige Beobachtungen zu machen Gelegenheit gehabt, daß wenigstens in der Po-Ebene die Niederschlagsmenge auf baumreichen Gebieten beträchtlich größer ist als auf baumlosen.

**) Uebrigens entfällt davon noch ein Theil auf die Ungleichheit in dem, von der Mündungsvorschiebung herrührenden Steigen des Hochwasserspiegels und des Niederwasserspiegels bis auf eine gewisse Entfernung von der Mündung (vergl. Fig. 5), was hier nur angedeutet sein mag.

Wasserablaufes unter gleichzeitiger Geschiebeverminderung wird erreicht durch die bekannten, viel und sehr mit Recht empfohlenen horizontalen Rückhaltsgräben an Berglehnen *), durch Herstellung von Gefällsbrüchen, Schaffung von Staubecken u. s. w.

Der Einfluss, den diese Eingriffe in den Naturzustand eines Rinnengewässers auf die Gestaltung des Längsprofils im Unterlaufe und speziell auf die Spiegelhöhe in demselben bei Hochwässern üben, läuft in Wesenheit parallel mit dem der Ent- und Bewaldung und ist von vergleichsweise größerer oder geringerer Bedeutung je nach der Art und Ausdehnung der bezüglichen Herstellung und je nachdem diese in die eine oder die andere der angeführten Gruppen fällt. Diese hydrotechnischen Arbeiten können summarisch bei kleineren Gebirgsgewässern wohl eine sichtbare Wirkung üben; sie können selbst bei kleineren selbstständigen Flüssen, sagen wir z. B. Isongo, möglicherweise in Zukunft in einem Maßstabe, in einer Ausdehnung und mit einer Systemmäßigkeit durchgeführt werden, daß der Einfluss nicht bloß in einzelnen Verästelungen des Oberlaufes, sondern auch in den Hochwasserständen des Unterlaufes erkennbar wird. Aber ihr bisheriger Antheil an der Veränderung der Hochwasserstände im Unterlaufe größerer Ströme ist gewiss an und für sich wie im Vergleiche zu dem Antheile, den die Veränderung im Waldbestande hat, und noch mehr im Vergleiche zu jenem anderer Vorgänge ein sehr geringer, fast verschwindender; und er wird auch in Zukunft nicht sehr wachsen, da es immer große Schwierigkeiten haben wird, in jedem einzelnen der vielen, bis zu den Bächen hinab abgestuften Gebirgsrinnalen diese Arbeiten gleichsinnig und einheitlich auszuführen, ganz abgesehen davon, daß die Wirkungsdauer vieler derselben eine sehr beschränkte ist. Dabei muss man freilich Ausführungen in größerem Maßstabe, wie z. B. die systemmäßige Herstellung großer künstlicher Staubecken ausnehmen, die aber wegen ihrer Vereinzelung im möglichen Vorkommen und wegen ihrer größeren Bedeutung in die aufgezählte Menge von kleinen Maßnahmen nicht gut eingerechnet werden können, sondern besondere Beurtheilung erheischen.

c) Aenderungen in der Horizontalgestaltung des Stromunterlauf-Systemes. Außer den Aenderungen in der Art des Wasserablaufes vom Kulturlande, z. B. Herstellung von Gräben und Kanälen in ausgedehnterem Maßstabe mit zugehörigen Durchlässen u. s. w., welche einen rascheren Abfluß der jeweiligen Niederschläge zu befördern vermögen, können auch willkürliche Laufänderungen, wie größere künstliche Regulirungen, im Systeme des Unterlaufes zur Folge haben, daß im Vergleiche zu der Zeit vor deren Geschehen unter sonst gleichen Bedingungen die Hochwassermasse in einem bestimmten Profile vergrößert oder überhaupt verändert wird. So durch beträchtliche Laufabkürzungen oder Laufverlängerungen im Hauptstrome wie in den größeren Zuflüssen, oder durch Abwärts- oder Aufwärtsrückung der

Einmündung eines oder einiger dieser letzteren, indem dadurch die Höchstwassermengen, die sogenannte Hochwasserwelle, mehr oder weniger gleichzeitig an einem gegebenen abwärtsigen Profilkunkte eintreffen können.

Solche Fälle sind aber ganz spezielle und berühren auch nicht die ganze eingedeichte Strecke. Ihre Wirkung wird daher bei jedem Strome für sich abgesondert festzustellen und die beobachtete allmähliche Vergrößerung der Hochwasserstände vor einer Untersuchung über die allgemeinen Ursachen davon zu bereinigen sein.

6. Veränderung der Hochwasserspiegelhöhe infolge der Deichanlage selbst.

Damit gelangen wir zu der Streitfrage zwischen den hydrotechnischen Autoritäten, ob sich durch die Eindeichung die Flußprofile tiefer einschneiden oder ob sie sich heben. So lange die Frage nicht genauer präzisiert ist, dürften eigentlich beide Meinungen Recht haben. Es ist hier nicht der Ort, um sich in diesen Streit mit jener Gründlichkeit einzumengen, die der Gegenstand verlangt, wenn er endgiltig entschieden werden soll; sondern wir müssen uns damit begnügen, denselben so weit zu untersuchen, um die Beziehungen zwischen der Deichanlage und unserem Thema festlegen zu können.

Nehmen wir an, in *vufuv* (Fig. 9) hätten wir (in etwas verzerrtem Maßstabe) das natürliche Profil im Unterlaufe eines Stromes im Freiheitszustande; *u*, *u* seien seine natürlichen Uferbänke. Die Maximalhochwässer überfluthen dieselben und lassen einen Theil der Wässer mit dem Spiegel *ss* in die beiderseitige tiefere Niederung und in dieser hinab zum Empfangsbecken abfließen. Der Spiegel der Maximal-Hochwässer im Gerinne liegt daher etwa in *ss*, und das Profil des in und über dem letzteren abfließenden Wassers ist *sfs*. Der Schwerpunkt desselben sei in *o*, durch welchen man sich eine Achse entlang des ganzen Längsprofils gelegt denken kann, die wir kurz — für unsere Zwecke — die Achse des Längsprofils nennen wollen.

Wenn nun der Strom zwischen unüberfluthbare Dämme eingezwängt wird, so muß jenes Wasser, das sonst über die Uferbänke und in der seitlichen Niederung abfloß, ebenfalls in dem Rinnale, d. h. zwischen den Deichen verbleiben, und der Spiegel der Hochwässer hat sich infolgedessen zu allernächst von *ss* auf *s'''s'''* zu heben. Damit wird auch der Schwerpunkt des Profils höher, nämlich von *o* nach *o'''* verlegt, d. h. es wird das Totalgefälle der durchfließenden Wassermasse von der betreffenden Stelle bis zur Mündung um *oo'''* vergrößert. Da jedoch durch die Eindeichung in den Bestandsbedingungen und dem Charakter des Stromes, also auch an seiner naturgemäßen Transportarbeit pro Wassereinheit zunächst nichts geändert wird, so hat er diese Gefällsvergrößerung nicht nöthig. — Darum stellt er sich bald das ursprüngliche Gefälle wieder her, d. h. er vertieft seine Sohle solange, bis *o'''* wieder nach *o* fällt; *s'''s'''* kommt damit nach *s''s''* und das neue Profil ist *s''uf''us''*. Als unmittelbare Folge der Eindeichung hat sich demnach einerseits der Hochwasserspiegel im ganzen Unterlaufe etwas absolut zu heben und andererseits gleichzeitig die Sohle etwas — doch beträchtlicher als jene Hebung

*) Allerdings sind die Meinungen über deren allgemeine Zweckmäßigkeit und ökonomischen Vortheile noch sehr getheilt. Vergl. auch „Deutsche Bauzeitung“ 1889, S. 104.

ist — absolut zu senken oder, was dasselbe ist, das Rinn-
sal zu vertiefen. Das Maß jener Hochwasserspiegel-Hebung
 c'' muß naturgemäß vom oberen Ende der Eindeichung bis
zum unteren Ende hin mehr minder gleichmäßig zunehmen,
so daß es also hier, in der Nähe der Mündung, und zwar
genauer an dem etwas oberhalb derselben gelegenen Hoch-
wasserscheitel, am größten ist und am oberen Ende der
Eindeichung, d. i. im Mittellaufe, in Null verläuft.

Es kommt nun weiter noch zu berücksichtigen, daß
die durch die Eindeichung erzielte Konzentrierung der Wasser-
mengen eine Vergrößerung des „hydraulischen Radius“
nach sich zieht, was eine Vergrößerung der Geschwindig-
keit zur Folge hat; überdies geschieht die Vermehrung
der Durchflussmenge im eingedeichten Querprofile gerade
mit solchem Wasser, das die wenigsten und leichtesten
Sinkstoffe transportierte, und dadurch wird gleichfalls die
mittlere Transportfähigkeit der vereinigten Wassermenge
erhöht. Beides ist aber für die von dem Strome zu voll-
führende unveränderte Transportaufgabe nicht von Bedarf.
Er verringert darum selbsthätig sein Gesamtgefälle in
der eingedeichten Strecke durch weitere Vertiefung des
Gerinnes — wobei gleichzeitig durch die Verschiebung des
Mittellaufes die Menge des aufzunehmenden und zu trans-
portierenden Geschiebes etwas vergrößert wird — bis das
richtige Verhältnis zwischen der zu verrichtenden, etwas
vergrößerten Transportarbeit und der Transportfähigkeit
wieder hergestellt ist. So wird die Sohle weiter bis f' ge-
senkt und der Hochwasserspiegel gelangt nach $s's'$, so daß
die im Ganzen durch die Eindeichung eingetretene Er-
hebung nur noch c' beträgt.

Die hier angedeutete Spiegelsenkung von $s''s''$ nach
 $s's'$, zugleich mit der Sohlensenkung von f'' nach f' , ver-
läuft im Vergleiche zu der zuvor gekennzeichneten vorgän-
gigen Spiegelerhebung in umgekehrter Richtung. Sie ist
ungefähr Null an der Mündung und hat den größten Wert
am Mittellaufe, den es abwärts rückt. Es sei dies sche-
matisch durch die Fig. 10 dargestellt, worin die stärkere Linie
das Längsprofil einer gewissen Hochwasserwelle vor der
Eindeichung, die gerissene Linie die vorbetrachtete, durch
die Eindeichung zunächst hervorgerufene Hebung des Spiegels
für eine gleiche Hochwassermenge, schließlich die schwache
Linie die zuletzt gekennzeichnete durch die Wasser-
Konzentrierung hervorgerufene Senkung des zuvor gehobenen
Spiegels, also die definitive Hochwasserlinie nach der Ein-
deichung bedeutet.

Durch das Zusammenwirken beider Vor-
gänge muß sich demnach im Allgemeinen eine
Senkung des vor der Eindeichung vorhandenen
Hochwasserspiegels auf eine gewisse Strecke vom
Mittellaufe abwärts und eine Hebung desselben
innerhalb der weiteren Strecke bis zu der Mün-
dung hinab ergeben; in einem Zwischenpunkte,
der aber in der Regel bedeutend oberhalb der
Mitte des ganzen eingedeichten Unterlaufes,
schon ziemlich nahe dem Mittellaufe liegen wird
und den ich den neutralen Punkt der Deichanlage
nennen möchte, wird durch die Eindeichung weder
Hebung noch Senkung des Spiegels erfolgen.

Bei diesem Satze wollen wir hier für unseren Zweck
abschließen, obzwar noch andere Umstände, besonders die
Abweichungen vom gemittelten Geschiebecharakter inner-
halb eines Querprofils, womit dessen natürliche Gestaltung
im Zusammenhange steht, zu berücksichtigen kämen. (Wollte
man beispielsweise einen der Wildflüsse Venetiens auf ein
der Hochwassermenge entsprechendes schmäleres Profil
eindeichen, so würde man sicherlich den Spiegel im ganzen
Unterlaufe heben, d. h. der neutrale Punkt würde noch
über die Schotterbette in den Bergthälern hinaus nach
aufwärts rücken.)

Die Hebung c' des Hochwasserspiegels durch die Ein-
deichung kann man nach dem Gesagten im Allgemeinen
als positiv betrachten: denn nur auf eine kurze Strecke
beim Eintritte eines Flusses in die Ebene kann diese Ver-
änderung zuweilen negativ werden. Sie ist hinsichtlich ihrer
Größe natürlich sehr von der Lage der Deiche in Bezug
auf den alten Uferrand abhängig und vermindert sich in
der Regel mit der Vergrößerung der Entfernung der Deiche
von einander und umgekehrt; insofern hat sie also der
Techniker bis zu einem gewissen Grade in der Hand. —
Bezeichnen wir noch die Höhe der natürlichen Uferbänke
(eigentlich des überflutenden Spiegels) über dem mittleren
Niveau der seitlichen Niederung mit c (Fig. 9), so ist
die unmittelbar nach der Deichherstellung vorhandene Ueber-
höhung des Maximal-Hochwasserspiegels über dem Niede-
rungsniveau C gleich $c \pm c'$. In sehr schmalen Mündungs-
ebenen, wo $c = \text{Null}$ und meist sogar negativ wird, hat das-
selbe zu verschwinden, indem man $C = \pm c' = \text{Ueberhöhung}$
über dem natürlichen Ufer anstatt über dem Niederungs-
niveau setzen muß,

Ich habe die Einwirkung der Deichanlage auf die
Höhenlage des Hochwasserspiegels im Zusammenhange hier
mitbesprochen, weil wir das Ergebnis im Weiteren noch
brauchen werden. Für die zunächst in Erörterung stehende
Frage, „Was Alles auf das Bedürfnis der Erhöhung schon
länger bestehender Flussdeiche Einfluß nimmt und inwie-
fern und in welchem Maße“, hat jedoch die Deichanlage
selbst keine Bedeutung.

Wohl geschehen alle Vorgänge in der Natur, die mit
einem einzigen Anstoße beginnen, also auch diejenigen in-
folge plötzlichen Eingriffes in das Regime eines Fluss-
systems, nach Asymptoten-Kurven, d. h. der Einfluß dauert
mathematisch streng bis in die Unendlichkeit fort. Allein
die Vorgänge, die hier in Betracht kommen, äußern sich
nach Kurven von so hochgradigen Potenzen, daß man nach
verhältnismäßig kurzer Zeit den noch zur Vollständigkeit
fehlenden Theil der Totalwirkung wegen Geringfügigkeit
vernachlässigen kann. Dies gilt namentlich vom Unterlaufe
eines Stromes. Letzterer hat in dem von ihm selbst auf-
geschütteten Neulande vollständige Herrschaft über sein
Längs- und Querprofil, insoweit sie ihm der Ingenieur nicht
beschränkt hat; und seine Arbeitsleistung in einem ein-
zigen Jahre an Erosion und Materialtransport ist so viel-
fach derjenigen überlegen, zu welcher ihn der Mensch durch
irgendwelchen Eingriff in sein Regime zwingen kann, daß
er sich innerhalb einer vergleichsweise kurzen Zeit, mög-
licherweise schon durch ein erstes folgendes Hochwasser

fast vollständig den neu geschaffenen Verhältnissen anpaßt. So geschieht denn auch die Anpassung der Rinnsalgestalt eines Stromes an die durch die Eindeichung veränderten Bedingungen in der Hauptsache unmittelbar und in kurzer Frist; und ist dieselbe einmal vollendet, dann bleibt die Höhe der Sohle und der Hochwasserspiegel — abgesehen von den anderweitigen verändernden Einflüssen — für diese Deichanlage stabil.

Eine Ursache für die Hebung oder Senkung des Hochwasserspiegels bei einem schon länger eingedeichten Rinngewässer darf man also in der Deichherstellung selbst nicht suchen. [Doch habe ich diese Annahme mehrfach gefunden*].]

7. Veränderung der Höhenlage des Hochwasserspiegels durch natürliche oder künstliche Veränderungen in der Horizontalgestaltung des Unterlaufes des Stromsystems.

Alle Veränderungen im Systeme eines Strom-Unterlaufes, die sich auf die horizontale Gestaltung desselben beziehen, also namentlich alle derartigen Stromregulirungen, bewirken auch Höhenänderungen im ganze Längsprofil des Unterlaufes. Es ist unmöglich, das Warum und die Entwicklung dieser Höhenänderungen mit wenigen Worten auszuführen und vielleicht auch überhaupt nicht nothwendig. Der Grund des angegebenen Einflusses liegt immer in den Anforderungen, die der naturnothwendige Geschiebetransport an den Strom stellt. Da dieser Punkt überdies für das vorliegende Thema nur nebensächlichen Werth hat, so möge hier die Wirkung für einige Hauptfälle einfach angeführt sein:

Jede Laufverkürzung durch einen Durchstich oder einen natürlichen Sprung des Stromes nahe dem Mittellaufe hat eine Hebung des ganzen Längsprofils der unterhalb gelegenen Unterlaufstrecke zur Folge, mit dem Maximum am Durchstiche und in Null auslaufend an der Mündung**). Jede Laufverkürzung nahe der Mündung, sei es in ein Becken, sei es in einen anderen Strom — auf den sich dann übrigens auch etwas von diesem Einflusse, nur im entgegengesetzten Sinne, überträgt — senkt den ganzen Unterlauf aufwärts von der Kürzungsstelle, mit dem Maximum an dieser und einer größeren oder geringeren stetigen Abnahme bis zum Mittellaufe, je nach der Bedeutsamkeit der Kürzung. — Ein Durchstich in der Mitte des Unterlaufes senkt das Längsprofil des oberhalb gelegenen Theiles und hebt jenes unterhalb; doch ist diese Hebung merklich größer als jene Senkung. (Vergl. Fig. 14.)

Jede Theilung mit Wiedervereinigung bewirkt innerhalb der Theilungstrecke und der aufwärts davon befindlichen Unterlaufstrecke Hebung des Sohlenprofils, welche Hebung speciell innerhalb der letzteren Strecke ziemlich

*) Wenn wir auch im oben angedeuteten Sinne diesem Ausspruche des Autors zustimmen, so dürfte wohl bei manchen Rinngewässern der Einfluß nicht ganz zu vernachlässigen sein, den die Ablagerung von Schlamm etc. auf den Vorländern zwischen Deich und Fluß auf die Verengung des Profils und somit auf die nothwendige Hebung der Deiche aus diesem Grunde übt.

D. R.

**) Eine der Ursachen für die unglücklichen Verhältnisse der unteren Theiß.

gleichmäßig, d. h. mit geringer Abnahme gegen den Mittellauf zu, stattfindet; abwärts von der Theilung bleibt das Profil nahezu unbeeinflusst. — Die Spaltung des Unterlaufes vor der Mündung in zwei oder mehrere Arme ist zwar in Wesenheit nur ein Specialfall davon; doch können besondere Verhältnisse im Empfangsbecken (Strömungen, Winde etc. die angedeutete Wirkung beträchtlich anders gestalten. Oberhalb der Theilungs- oder Spaltungsstelle bedeutet jene Sohlenhebung auch ohne Ausnahme immer eine Hebung des Hochwasserspiegels; innerhalb der Strecke der Theilung oder Spaltung kann sie im Ganzen mit Senkung, aber auch theils mit Senkung und theils mit Hebung des Hochwasserspiegels verbunden sein.

Die Verlegung der Ausmündung wurde schon in einem besonderen Punkte besprochen. Die Aufwärts- oder Abwärtsverschiebung der Einmündung eines Zuflusses in den Stammstrom wird in diesem in der Regel, da der Charakter des Transportmaterials der beiden Wasserläufe, und daher auch das Gefälle an der Vereinigungsstelle gewöhnlich beträchtlich verschieden ist, eine kleine Hebung oder Senkung des Sohlenprofils und damit des Hochwasserprofils nach sich ziehen. Diese Art Aenderungen in der Höhenlage der Sohle und des Hochwasserprofils sind aber in der Hauptsache ganz localer Natur, indem sich die Wirkung im Wesentlichen auf die bloße Strecke zwischen der alten und der neuen Einmündungsstelle beschränkt.

Noch kämen kleinere Anlagen, wie profilverengende Quai-Bauten, Brücken u. s. w. zu erwähnen, die in Bezug auf die Höhenlage des Sohlen- wie des Hochwasser-Längsprofils fast nur nach aufwärts zu ihre verhältnismäßig geringe Wirkung äußern.

Die angedeuteten, durch Veränderung in der Horizontalgestaltung eines Strom-Unterlaufes bewirkten Verschiebungen in der Höhenlage des Längsprofils und insbesondere des Hochwasserspiegels im Unterlaufe des bezüglichen Stromes können zwar an manchen Orten wegen besonderer Verhältnisse sehr bedeutende sein. Allein es mangelt ihnen der Charakter der Allgemeinheit, indem sie ja bei einzelnen Strömen vorkommende Fälle bilden. Die bezüglichen Wirkungen erstrecken sich ferner, wie aus den vorgängigen Sätzen hervorgeht, in der Regel nicht gleichsinnig über den ganzen Unterlauf und können auch die Wirkungen von verschiedenen Horizontalveränderungen sich gegenseitig ganz oder theilweise aufheben. Schließlich kommen dieselben innerhalb kurzer Fristen nahezu vollständig zur abgeschlossenen Entwicklung, denn es gilt hinsichtlich ihrer dasselbe und noch ausgeprägter, was im vorhergehenden Punkte in dieser Beziehung bemerkt wurde. Sie sind also zeitlich beschränkte, nicht durch längere Zeitperioden oder gar stetig in unendlicher Dauer sich fortäußernde wie andere betrachtete und noch zu betrachtende Vorgänge.

Aus allen diesen Gründen kann man die sozusagen plötzlichen Veränderungen in der Horizontalgestaltung eines Stromsystems nicht mit vollem Rechte zu den allgemeinen Ursachen zählen, durch welche die Höhenlage der Hochwasserspiegel beeinflusst und unter Umständen ein stetig sich erneuerndes Bedürfnis der Deicherhöhung hervorgerufen wird.

II. Relatives Wachsthum der Ueberhöhung der Flußspiegel.

Eine blos relative Zunahme der Ueberhöhung der Hochwasserspiegel über dem Niederungs-Niveau kann erfolgen: Durch ein absolutes Tieferwerden der Oberfläche der vom Strom durchzogenen Niederung für sich allein; durch eine absolute Abwärtsbewegung der Oberfläche der letzteren im Ganzen mit Allem, was sich darauf befindet; hieran lässt sich die Setzung der Deiche anreihen, die natürlich auch durch eine Erhöhung der Kronen derselben ausgeglichen werden muss.

Das Erstere geschieht durch die kontinuierliche geringe Wegschwemmung von Erde und Sand von den Feldern in die Gräben und durch diese in's Meer, indem ein Ersatz dafür in Form von neuen Schlammablagerungen durch die unüberfluthbaren Deiche verhindert wird. Diese Wegschwemmungen lassen sich beobachten und mögen auch dort, wo ein dichtes Gräbennetz für Entwässerung vorhanden ist, also namentlich in den Bonifikationen, im Laufe der Zeit eine nicht unverächtliche Größe ausmachen, für die sich übrigens ein Annäherungswert wohl auch berechnen ließe. Allein diese Erniedrigung der Bodenoberfläche macht wohl die Deiche um die bezügliche kleine Größe höher erscheinen, aber verlangt nicht eine wirkliche Erhöhung derselben durch Erd-Auftrag. Sie interessirt mehr den Meliorationstechniker als den Stromtechniker. Für diesen ist sie im Großen und Ganzen zu unbedeutend, um hier weitere Berücksichtigung zu verdienen. Dies Letztere gilt auch von der kontinuierlichen Wegführung von Material an nackten Stellen der Dammkronen durch Regen und Wind.

Was die Setzung der künstlichen Deiche anbelangt, so erfolgt der größte Theil des Totalmaßes derselben innerhalb einer kurzen Frist nach der Neuherstellung, beziehungsweise nach einer neuen Erhöhung. Im Prinzip dauert sie freilich immer fort und gelangt niemals zum vollständigen Stillstande. Das stetig abnehmende Maß der in der weiteren Folge noch fortgeschehenden Setzung ist aber so geringfügig, daß es bei der Beurtheilung der Ursachen des Erhöhungsbedürfnisses derselben Deiche wohl ohneweiters ebenfalls vernachlässigt werden kann.

Hingegen gelangen wir mit der zweiten der drei angeführten Möglichkeiten zu einem Vorgange von nicht unbedeutender Wichtigkeit. Wenn die Oberfläche einer Ebene im Ganzen absolut sinkt, d. h. im Verhältnisse zum Spiegel des Empfangsbeckens immer niedriger wird, so sinkt natürlich Alles mit, was darauf ruht, also auch die Dämme und die jeweilige Flußsohle. Nur das Flußprofil kann diese Abwärtsbewegung nicht mitmachen, da es an die Spiegelhöhe des Empfangsbeckens gebunden und von den anderweitigen Daseinsbedingungen des Flußes abhängig ist. Sinkt also mit der gesammten Niederungsoberfläche die jeweilige Sohle des Flußes, dann muss Letzterer dieses Sinken selbstthätig durch Liegenlassen von Geschieben ausgleichen, um seiner Sohle und überhaupt seinem Längsprofile die den sonstigen Bedingungen entsprechende Form und Höhenlage zu bewahren. Die beiderseitigen Deiche gleiten somit alsdann gleichsam wie Rinnenwände am unverändert hoch bleibendem Flußquerprofile langsam herab und das Maß dieses Abwärts-

gleitens der Rinnenwände will durch Erhöhung derselben, d. i. der Deichkronen, ersetzt sein.

Ich habe nun in einer anderen Arbeit durch Anführung von Beobachtungsdaten und unter Betrachtung der Ursachen, der Vorgangsweise, der Regeln, Folgen u. s. w. bewiesen, daß sich das Alluvialmassiv und damit auch die Oberfläche der norditalienischen Tiefebene in stetiger absoluter Senkung befindet, und in einer weiteren Abhandlung*) dargethan, daß sich die Bethätigung dieses selben Verganges, „die Schwemmlandsenkung“, bezüglich der meisten grösseren Schwemmländer, die von Culturvölkern bewohnt sind, zweifellos sicherstellen lässt. So von den Deltalandschaften des Rhein, des Nil, des Ganges, des Mississippi und den Mündungs-Niederungen vieler kleiner Flüsse. Ich habe darin überdies von einer größeren Zahl anderer derartiger Ebenen Anzeichen und Merkmale verschiedener Art angeführt, die für dieselben ebenfalls die hohe Wahrscheinlichkeit zeigen, daß sie sich unter dem Banne eines stetigen Senkungsprozesses des jungen Alluvialmassives befinden, und ich war dort unter Andeutung allgemeiner Anhaltspunkte zu dem Schluß gelangt, daß man die Bethätigung desselben Prozesses in nicht ferner Zukunft höchstwahrscheinlich von allen fluvialen Schwemmländern beweisen können und ihn als einen der Bildung der letzteren unvermeidlich anhaftenden morphologischen Vorgang erkennen wird. Selbstverständlich ist hier nicht die Rede von der nicht unbeträchtlichen oberflächlichen Senkung, die ehemals sumpfiger Polderboden durch die Trockenlegung und Cultivirung erfährt und die als ganz örtliche Vorgänge nicht verdienen, hier mit angeführt zu werden.

Durch diese Allgemeinheit des Vorganges der Schwemmlandsenkung und wegen der ziemlichen Intensität, mit welcher er vor sich geht, bekommt derselbe als Ursache für das Bedürfnis der Flußdeich-Erhöhungen eine hervorragende Bedeutung, die man wohl aber erst in späterer Zeit wird genügend würdigen können.

Wie groß ist nun dieser Einfluß auf die relative Ueberhöhung der Flußspiegel? — Darauf lässt sich leider noch gar keine oder nur eine sehr vage Antwort geben. Wo nämlich überhaupt Daten über den Modul der Senkung gesammelt worden sind, wie betreffs der Po-Ebene, der Mündungsniederungen der in die Nordsee mündenden deutschen Flüsse und des Nil, schwanken die Angaben in so weiten Grenzen und sind sie alle noch so sehr auf unbestimmter Grundlage und mit Beihilfe individueller Annahmen berechnet, daß man noch nicht in der Lage ist, von einem sicheren Senkungsmaße zu sprechen. Allein so viel lässt sich mit Sicherheit erkennen, daß dasselbe im Allgemeinen, soweit Beobachtungen vorliegen, nicht gering ist. Im Littorale der Po-Ebene dürfte es etwa zwischen 0.14 und 0.20 m, im Nildelta etwa bei 0.12 m per Jahrhundert liegen**). Wohl muss sich dieses Maß, da sich die Senkung auf das jüngere Alluvialland beschränkt, mit der Entfernung von der Küste ver-

*) Die beiden Abhandlungen führen die Titel: „Die säkuläre Senkung der oberitalienischen Tiefebene u. s. w.“ und „Die Schwemmlandsenkungen“.

**) Für Detailangaben und Begründung müsste ich auf die angezogenen beiden Abhandlungen verweisen.

ringern. Für Punkte aber, die unfern derselben liegen, wie das als Beispiel gewählte Pontelagoscuro, ist es eine sehr berücksichtigenswerthe Ziffer. So haben die Dämme bei diesem Orte einzig aus dem Grunde der Senkungsbethätigung all-hundertjährig um etwa 0.14 m — welche Größe wir mit σ bezeichnen wollen — in ungefähr sieben Jahrhunderten, d. i. so ziemlich seit dem Bestehen der Eindeichung, um 1 m erhöht werden müssen, um immer mit gleicher Sicherheit Ueberfluthungen hintanzuhalten. Für die letzten 150 Jahre betrug also diese Erhöhung circa 0.21 m.

Das mittlere Niveau der Landschaft in der Nähe eines betrachteten Profilpunktes entspricht einem gewissen Pegelpunkte, und zwar immer demselben, indem der Pegel die Abwärtsbewegung jener ganz gleich mitmacht. Die in Beziehung auf das Pegel-Null gemessene Wachstumshöhe der Hochwasserspiegel misst demnach den Einfluß der eben betrachteten Ursache, zusammen mit dem aller anderen Einzelursachen, die keine bloß relative, sondern eine absolute Hebung des Hochwasserspiegels erzeugen. Nur zeitweilige genaue Nivellirung des Pegels unter Anbindung an einen direkt gesuchten gewissen Meeresspiegel oder an Pegel, die an gewachsenem Felsen angebracht sind, könnten jenen Einfluß aus der gesammten Veränderung des Maximal-Wasserstandes, die an einem gewissen Pegel konstatirt wurde, ausscheiden.

Noch will erwähnt sein, daß das σ , der Modul der absoluten Abwärtsbewegung irgend eines Punktes einer Niederungsoberfläche, nicht bloß Null, sondern auch negativ werden, d. h. eine absolute Bodenhebung bedeuten kann. Es vermindert dann natürlich das Bedürfnis einer öfteren Deicherhöhung oder verhindert ganz dessen Eintreten. Es ist nämlich eigentlich $\sigma = s \pm S$, worin s den Modul der „Schwemmlandenkung“, $\pm S$ jenen einer regionalen absoluten Bodenbewegung, die Senkung wie Hebung sein kann, bedeutet (schwedische Ostküste? Dalmatien mit Narenta-Ebene?). Doch kommt S — wenn überhaupt — so höchstwahrscheinlich sehr selten, dagegen s , wie schon zuvor bemerkt, wahrscheinlich ganz allgemein vor*). σ wird also Null, wenn s und S Null sind und wenn $s - S = 0$ ist. Es wird negativ, wenn $S > s$ und negativ ist, d. h. eine regionale Bodenhebung bedeutet; dies dürfte aber nur an sehr wenigen Erdenstellen der Fall sein.

III. Zusammenfassung der gekennzeichneten Einzelursachen.

Wollten wir das bisher Ausgeführte in eine Formel bringen, so würde für dieselbe im Wesentlichen das folgende Schema gelten, u. zw.:

Für die Zunahme der relativen Ueberhöhung des Maximal-Hochwasserspiegels über dem Niederungsniveau in der Zeiteinheit (Jahrhundert), also für die nothwendige Deicherhöhung an einem bestimmten Profilpunkte:

$$h = \pm i l J \pm A \pm w W \pm R \pm \rho_1 R_1 \pm \sigma$$

oder anders geordnet

$$h = \pm i l J \pm \sigma \pm A \pm w W \pm (R + \rho_1 R_1)$$

*) Außer auf die früher citirten Arbeiten erlaube ich mir diesbezüglich noch auf „Ein freimüthiges Mahnwort u. s. w.“ zu verweisen.

und für die gleichzeitige Erhebung der Stromsohle:

$$h' = \pm i' l J' \pm \sigma \pm A \mp w' W \pm (R - \rho_1' R_1)$$

Darin ist:

l = Mündungsvorschiebung in der Zeiteinheit;

J = mittleres Gefälle des Hochwasserspiegels innerhalb der Strecke l ;

J' = mittleres Gefälle des Sohlenprofils innerhalb der Strecke l ;

i = der von der oro-hydrographischen Gestaltung des Stromsystems abhängige Ausdruck, welcher die Vertheilung der Profilhebung an der älteren Mündungsstelle auf das gesammte Unterlaufnetz regelt; immer ein echter Bruch und nur ganz ausnahmsweise negativ;

i' = derselbe Ausdruck für das Sohlenprofil;

σ = der Senkungs-Modul an der bezüglichen Stelle der Ebene;

A = Einfluß der Aenderung der Geschiebe und Sinkstoff-Menge, welche die Maßeinheit des Stromwassers im Mittel durch das Profil zum Meere zu transportiren hat, und der Aenderung ihres mittleren Charakters auf die säkuläre Höhenänderung des Wasserspiegels und der Sohle;

W = innerhalb der betreffenden Zeiteinheit (Jahrhundert) erfolgte Aenderung in der Durchflußmenge während der Maximal-Hochwässer;

w = Werth eines Ausdruckes, welcher den Einfluß-Antheil dieser Aenderung auf die absolute Höhe des Spiegels regelt;

w' = Werth eines verwandten Ausdruckes, welcher den Einfluß-Antheil derselben Aenderung auf die absolute Sohlenhöhe regelt;

R = summarischer Einfluß aller derjenigen Aenderungen in der Horizontalgestaltung (Regulirungen), welche die absolute Höhenlage des betreffenden Profils im Ganzen, also zugleich mit der absoluten Höhe der Flußsohle jene des Flusspiegels verändern.

R_1 = summarischer Einfluss derjenigen anderen Aenderungen in der Horizontalgestaltung, welche direkt die absolute Höhenlage des Flusspiegels und nur mittelbar diejenige der Sohle, u. zw. im entgegengesetzten Sinne ändern;

ρ_1 = Werth eines Ausdruckes, welcher den Antheil dieses Einflusses auf die absolute Spiegelhöhe feststellt;

ρ_1' = desgleichen in Bezug auf die absolute Sohlenhöhe.

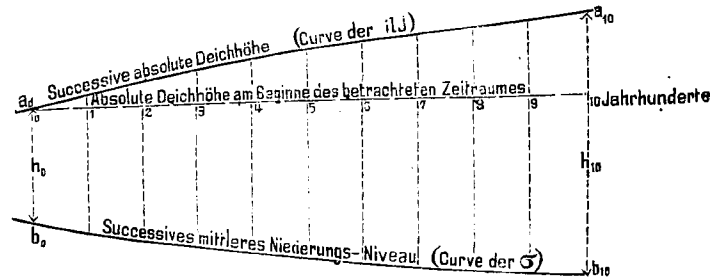
Vergleicht man die beiden obigen Formel-Schema mit einander, so erkennt man, daß sie eine Verschiedenheit außer zwischen J und J' noch in drei Faktoren und im Vorzeichen zweier Glieder, u. zw. derjenigen, welche die Aenderungen in der Wassermenge enthalten, aufweisen. Dieser Vergleich zeigt somit, daß Aenderungen in der Höhenlage des Hochwasserspiegels und solche in jener der Sohle nicht parallel laufen müssen, sondern sogar unter dem vorwiegenden Einfluße einzelner Veränderungen im Regime die eine steigen kann, während die andere sinkt. In der Hauptsache aber sind die beiden Formel-Schema wenig verschieden. Das erste Glied in denselben entspricht übrigens nur für eine Theilstrecke von der Mündung aufwärts morklich verschiedenen Werthen, weiter aber nahezu ganz gleichen. Ferner werden für ein gegebenes Querprofil w und w' , sowie ρ_1 und ρ_1' in einem berechnen-

baren Verhältnisse zu einander stehen, und $w + w'$ und $\rho_1 + \rho_1'$, daher auch für bestimmte Fälle die Einzelwerthe annähernd berechenbar sein. Wenn man demnach die eine der beiden schematischen Formeln erörtert, so gilt dies mit geringfügigen Abweichungen auch für die zweite. Ich will im Folgenden die erstere, die direkt die Deichhöhe bestimmt, im Auge behalten, indem uns die zweite nur mittelbar interessirt.

In derselben müssen wir zunächst jenen Gliedern unser Augenmerk zuwenden, die — einmal eine Eindeichung ausgeführt und deren Forterhaltung zur Aufgabe gemacht — eine stetige, und selbst für sehr lange Zeitperioden immer gleichsinnige Veränderung der Höhenlage der Sohle und mit ihr der Hochwasserlinie über dem Niveau der Niederung erkennen lassen. Diese sind die ersten beiden Glieder. In der That geschieht die Mündungsvorschiebung naturgemäß immer und unvermeidlich fort: sie geschah schon vor der Eindeichung; denn sonst wäre die bezügliche Alluvialebene überhaupt nicht entstanden; und sie geschieht in ver-

einen und denselben Profilpunkt und für eine begrenzte Zeit ebenfalls als unveränderlich betrachten. Es multipliziert sich daher auch mit z .

Fig. 11.

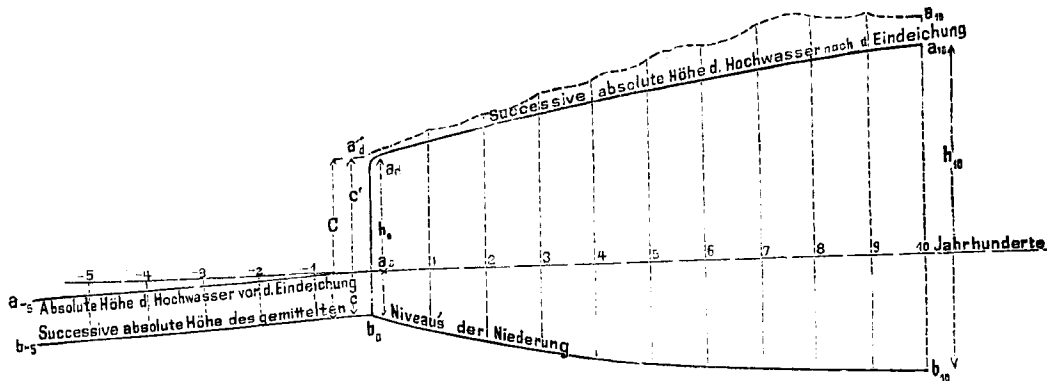


h_0 = relative Hochwasserspiegel- (Deich-) Höhe am Beginn des betrachteten Zeitraumes.

h_{10} = dieselbe ein Jahrtausend später.

Es will noch betont sein, daß, wie früher schon bemerkt wurde, die beiden Glieder das Minus-Zeichen nur

Fig. 12.



c = relative Höhe der natürlichen Uferleiten bei dem betreffenden Profile.

c' = Höhe der Deiche über den Uferleiten unmittelbar nach der Herstellung.

$C = h_0$ = Höhe der Deiche über dem Niederungsniveau unmittelbar nach der Herstellung.

h_{10} = Höhe der Deiche über dem Niederungsniveau ein Jahrtausend später.

($a_5 a_0$ steigt ebenfalls wie $a' a_{10}$ an, aber in geringerem Maße als dieses. $b_5 b_0$ bleibt $a_5 a_0$ parallel infolge der natürlichen automatischen Kolmation.)

$a_5 a_0 a' a_{10}$ = successive absolute Höhe des Hochwasserspiegels von fünf Jahrhunderten vor der Eindeichung bis zehn Jahrhunderte nach derselben.

vielfachtem Maße nach der Herstellung der unüberfluthbaren Eindeichung. Der Mensch kann die Geschiebe und Sinkstoff-Führung niemals aufhören machen; er kann sie nur durch kulturelle und technische Maßnahmen etwas vermehren oder vermindern und damit das l für die Zeiteinheit vergrößern oder verkleinern. Wegen dieses Umstandes ist eigentlich das l mit $\pm A$ etwas veränderlich, doch so geringfügig, daß wir hier davon absehen können. Außerdem ist die Gefällsveränderung (genauer = Verminderung) an der Mündung eine außerordentlich langsame, für eine größere Mündungsniederung fast verschwindende, so daß J und i für einen gegebenen Punkt innerhalb einer, wenn auch begrenzten langen Zeitperiode (einige Jahrtausende) als unveränderlich betrachtet werden können. Somit kann auch das ganze Glied für einen solchen Zeitraum als konstant angesehen werden und es erhält für z Jahrhunderte das z als Multiplikator.

Das σ , der Senkungs-Modul, ist von Menschenthun schon ganz und gar unabhängig und man kann es für

in sehr wenigen Fällen besitzen dürften. In der That muss zwar das erstere der beiden Glieder für jeden Punkt des Unterlaufes einmal — aber, wenn nicht besondere regionale oder pangeonische Vorgänge eintreten, nur einmal — innerhalb der unbegrenzten Zeit sein Vorzeichen wechseln und aus einem positiven ein negatives werden. Allein bis zu unserer geologischen Gegenwart heran dürfte dieser Wechsel noch an wenigen Strömen begonnen haben und dann auch erst am oberen Rande der betreffenden Mündungsniederung, von wo aus er abwärts zu schreiten hat, erfolgt sein. Da man es aber in der Regel, was Deichanlagen anbetrifft, mit mehr abwärts in der Ebene gelegenen Profilpunkten zu thun hat, so kann man diese Ausnahmefälle ganz außer Betracht lassen. Desgleichen wurde oben bemerkt, daß das σ vielleicht niemals, aber wenn ja, dann sicherlich nur in sehr wenigen Fällen negativ ist. Wir können somit beide Glieder als in der Allgemeinheit positive betrachten und behandeln.

Wollte man nun die Wirkung dieser beiden Glieder

für einen bestimmten Profilverpunkt in normalen Fällen für sich allein graphisch darstellen, so erhielte man vorstehende Fig. 11, zu deren Verständnis es keiner Erklärung bedarf.

Wird darin $h_0 = C = c + c'$, d. h. fällt der Anfang des betrachteten Zeitraumes mit der Herstellung der Deichanlage zusammen, so gibt die vorgängige Darstellung, in der folgenden Fig. 12 (auf S. 51) wiederholt und ergänzt, die ganze allmählig stattfindende Hochwasserspiegel- (Deich-) Ueberhöhung über dem Niederungsniveau, einschließlich des unmittelbaren Einflusses der Deichherstellung selbst.

Gehen wir nun zu den nächsten zwei Gliedern der Formel über. Dieselben sind vom Menschenwillen abhängig, daher sehr veränderlich, und sie können und werden sogar fortwährend ihr Vorzeichen wechseln. Schreitet z. B. die Gebirgsentblößung durch ein Jahrhundert mit wechselnder Heftigkeit fort, so werden die beiden Glieder wohl zeitweilig ihren Sinn ändern, aber sich doch in der Hauptsache zu positiven Werthen summieren; entsteht in jener Entwaldung eine längere Ruhepause, so werden sie nahezu Null werden; dauern hingegen — was nur zu wünschen wäre — die Bestrebungen der Gegenwart auf Wiederaufforstung nackter Berglehnen an, so kann der Vorgang der Hochwasserspiegel-Hebung, immer soweit diese von diesen Gliedern abhängt, auch rückgängig werden, ohne jedoch jemals die zuvor durch diese Glieder erzeugte Hebung ganz auszugleichen, da Kulturinteressen einen Naturzustand, wie er ehemals vorhanden war, niemals wieder gestatten. Hiefür könnten aber wohl verschiedene Maßnahmen im Quell- und Oberlaufe, worunter namentlich die bekannten horizontalen Rückhaltgräben an Berglehnen, einen bedeutenden Ersatz liefern. Dieselbe Unbestimmtheit und Veränderlichkeit der in Rede stehenden Glieder wie hinsichtlich ihrer Abhängigkeit vom Waldbestande gilt auch in Bezug auf die verschiedenartigen technischen Ausführungen im Quell- und Oberlaufe (Entwässerungsanlagen, Gradführungen, Hinderniswegräumungen, andererseits Herstellung von Gefällsbrüchen, kleineren Stauwerken u. s. w.).

Wollte man also die Gesamtwirkung dieser Art Einflüsse, die in dem dritten und vierten Gliede zum Ausdruck kommen, graphisch darstellen, so erhielte man eine vollständig gesetzlose, vielfach gekrümmte Kurve, etwa wie in Fig. 11 (Taf. V) und wären die Ordinaten zu jenen der Kurve $a'_0 a_{10}$ in der vorgängigen Textfig. 12 zu addiren, so ungefähr $(a'_0) (a_{10})$ erhielte.

Das letzte Doppelglied $\pm (R + \rho_1 R_1)$ schließlich ist so verschiedenartig in seiner Entstehung, so verschiedenartig als die Regulierungsarbeiten, je nach den topischen und hydrischen Bedingungen, in ihrem Wesen, ihrer Ausdehnung und örtlichen Lage sein können. Es ist überdies in seiner Aeußerung kurzzeitig, gleichsam ruckweise. Es eignet sich daher beinahe gar nicht zur Aufnahme in eine allgemeine Formel und muss mehr für jeden einzelnen Fall auf seinen Wert speziell untersucht, einzeln bestimmt und ausgeschieden werden.

Würde man z. B. bei einem Strome durch Verlegung der Mündung diese letztere gleichzeitig einwärts rücken, wie dies oben an einem Beispiele betreffs des Po ange-

deutet wurde, so würde dies betreffs eines jeden beliebigen Querprofils in der Kurve $a'_0 a_{20}$ des absoluten Steigens der Hochwasserspiegel — wenn man das dritte und vierte Glied der Formel dabei außer Acht lässt — nur eine mehr minder tiefe scharfe Stufe erzeugen, etwa wie bei x in Fig. 12 (Taf. V); im Uebrigen aber würde an der Form des Verlaufes der Kurve gar nichts geändert, mindestens von y ab, so daß $y (a_{20}) \parallel$ zu $x a_{20}$ würde. Bei y , also in der Figur nach ungefähr zwei Jahrhunderten, wäre die frühere Höhe wieder erreicht und von da ab setzte sich das Steigen wieder in ganz gleicher Weise fort, wie es bei x unterbrochen wurde. Die Mündungsverlegung bedeutet also nur eine Verzögerung des stetigen und unvermeidlichen Hebungs-vorganges, freilich mitunter eine sehr schätzenswerthe.

Einen ähnlichen Effekt hätte eine Rinnsal-Theilung innerhalb der Theilungsstrecke, also in den Armen selbst. Die Kurve $a'_0 a_{10}$ würde sich für einen solchen Punkt ungefähr wie $a'_0 x y (a_{10})$ in Fig. 13 gestalten. Die Erniedrigung e hinge übrigens dabei von der Art der Theilung und vom Charakter des Flusses ab und könnte unter besonderen Bedingungen selbst negativ werden. An einem Punkte oberhalb der Theilungsstrecke würde sich dagegen die Kurve $x' (a'_{10})$ herausbilden, während dieselbe Theilung einen Punkt unterhalb nahezu unbeeinflusst ließe. (Eher würde noch eine Spur von Vertiefung des Spiegels eintreten.)

Durchstiche erzeugen, wie früher schon bemerkt, in einem Profile, je nach dessen Lage zum Durchstiche, eine plötzliche Hebung oder eine plötzliche Senkung, und zwar wird an einem Punkte oberhalb des Durchstiches der Höhenverlauf des Hochwasserspiegels der Kurve $x (a_{10})$, unterhalb jener $x' (a'_{10})$, Fig. 14, folgen. (Die Punkte in gleich naher Entfernung vom Durchstiche angenommen.)

Von bedeutender Wirkung für die Senkung der Hochwasserspiegel sind Staubecken oder Riesen-Reservoirs im Oberlaufe, die gleichzeitig als Geschiebefänger wirken. Sie ist natürlich um so größer, je größer das Verhältniß zwischen der das Becken durchfließenden Wassermenge und jener, die das betreffende Profil des Unterlaufes passirt, ist und je näher das letztere dem Becken liegt. Aber der Nutzen ist nur ein vorübergehender, trügerischer. Die Wirkung des Staubeckens (doppelt als Hochwassermässiger und mehr noch als Geschiebefänger) macht sich in der Kurve der successiven Höhen der Hochwasserspiegel in einem im Unterlaufe gelegenen Profile etwa wie dies Fig. 15 zeigt geltend. Allein mit der langsamen Anfüllung des Beckens mit Geschieben vermindert sich auch der Betrag der beiden Wirkungen, und die erreichte Vertiefung des Profils kann sich nicht erhalten. Die frühere Dammhöhe ist (infolge des σ) schon bei y' wieder eingeholt, und wenn die Ausfüllung des Beckens sich dem Ende naht, erfolgt eine immer rascher werdende Hebung des Hochwasserspiegels (zugleich mit der Flußsohle). Dieselbe holt in kurzer Frist die verlorene Zeit nach und es müssen also eben so rasch auch die Deiche, und zwar um die Höhe $y' (y')$ sozusagen auf einmal nachfolgen, damit sie diejenige Höhe erreichen, die sie haben würden, wenn ein Staubecken nicht ausgeführt worden wäre.

Diese wenigen Beispiele sollten nur zeigen, wieschwer sich der Einfluß der Stromregulirungen auf die Veränderung der Hochwasserspiegel in eine allgemeine Formel für diese Veränderungen zwängen lässt, wenn sich auch in jedem einzelnen gegebenen Falle dieser Einfluß bei vollständiger Kenntniss des bezüglichen Rinnengewässers mit ziemlicher Annäherung auch im Voraus erkennen und bestimmen lässt.

Die letzten drei Formelglieder können sonach die Zeit z nicht als Multiplikator erhalten, sondern es sind in denselben für einen längeren Zeitraum die am Ende desselben resultirenden Total-Aenderungen im Geschiebe-Gehalte und -Charakter und in der Wassermenge, sowie die algebraische Summe der für sich allein bestimmten Einzelwirkungen der bis dahin im Unterlaufe stattgefundenen Regulirungen einzusetzen. C schließlich bleibt eine mit der Deichanlage fortdauernde Konstante. Die totale relative Ueberhöhung der Deiche über dem mittleren Niederungsniveau an einem bestimmten Profilverpunkte nach einer Zeit z seit der Deichherstellung ist demnach

$$H = + C + z \cdot i l J + z \cdot \sigma \pm A_z \pm w W_z \pm (R_x + \rho_1 R_{1,x}).$$

Es bleibt nun nur noch etwas über das Werthverhältnis der einzelnen Glieder zu einander zu sagen.

Natürlich ist die Größe des H und die eines jeden Gliedes, sowie deren Verhältnis für verschiedene Rinnengewässer und namentlich je nach der Lage des betreffenden Profilverpunktes außerordentlich verschieden. Bei einem Strome und besonders in der Nähe der Mündung desselben kann das erste Glied durch seine vergleichsweise Größe alle anderen weit übertreffen und zu rein accessorischen herabdrücken. Bei einem anderen, wo die Mündungsvorschiebung eine sehr langsame ist, mag vielleicht das zweite Glied diese Rolle übernehmen (norddeutsche Niederungen? Nil-Delta?). Bei anderen wieder, besonders bei kleineren und steileren Flüssen und für näher dem Gebirgssaume zu gelegenen Punkten kann das dritte Glied die Führung übernehmen und allen anderen nur eine nebensächliche Bedeutung lassen. Innerhalb einer kurzen Periode nach der Ausführung größerer Regulierungsarbeiten wird man in deren Nähe nur deren Einfluß zu suchen brauchen und die übrigen Glieder vernachlässigen können.

Die gesammten obigen Erörterungen gelten mit gewissen Einschränkungen und Abweichungen bei zusammengesetzten Flüssen auch für die Laufstrecken in Binnen-Alluvionen (der Ober- und der Mittel-Rhein in den bezüglichen Alluviallandschaften, die Theiß in der Ebene, der Unterlauf der oberen Adda, also vor der Einmündung in den Como-See u. s. w.). Mündet der Theißfluß in einen See, werden das erste und dritte Glied eine überwiegende Bedeutung haben; ist aber der einstmalige See schon ausgefüllt, so wird das erste Glied ganz Null; in beiden Fällen aber hat das zweite Glied (σ) gar keine oder eine ganz verschwindende Bedeutung.

Erinnern wir uns nun noch einmal des Beispiels des Po bei Pontelagoscuro. Die graphische Darstellung der Hochwasserstände in Pontelagoscuro in den letzten 150 Jahren Fig. 1) zeigt eine successive Erhöhung derselben über dem Pegelnull jenes Ortes. Zieht man darin eine annähernd den

Maximalhochwasser-Marken folgende gerade Linie, so ergibt sich durch dieselbe diese successive Erhebung der Hochwasserspiegel mit etwa 1.95 m. Es soll nun wohl nicht behauptet sein, daß jene Linie die wahre Erhebung der Hochwasserstände zuverlässig sicher ausdrücke und die damit gefundene Zahl von 1.95 m eine mathematische Richtigkeit besitze. Denn auch in dieser Zeit fand noch eine Anzahl von Deichbrüchen statt, wodurch das Zwangssystem vorübergehend unterbrochen wurde. Diese Deichbrüche konnten nämlich, indem sie in der Mehrzahl der Fälle vor dem Eintritte des Hochwasser-Maximums vorkamen, durch die Ablenkung eines Theiles der Wässer, wenn sie oberhalb des betrachteten Profils erfolgten, und durch die rückwärts wirkende Geschwindigkeitsvergrößerung, wenn sie unterhalb geschahen, einen niedrigeren Hochwasserstand in dem Profile erzeugen, als er ohne die Deichrisse eingetreten sein würde. Allein verfolgt man den Verlauf der Linie der Hochwassergipfel, so erkennt man durch den ganzen Zeitraum immerhin eine gewisse Gleichmäßigkeit, die annehmen lässt, daß der Einfluß jener Uferbrüche auf den ziffermäßigen Wachstumsgang der Maximalhochwässer nicht gar bedeutend gewesen sein dürfte, und daß demnach die Ziffer 1.95 doch nicht sehr von jener abweichend sein wird, die man bei einem vollständigen Unterbleiben von Dammrissen erhalten haben würde.

Es wurde nun weiter oben ausgeführt, daß sich die Wirkung der Mündungsvorschiebung auf die absolute Höhenlage des Hochwasserspiegels, wenn auch etwas schwierig, doch immerhin berechnen lässt und namentlich für Punkte, die unfern von der Mündung liegen, mit ziemlicher Verlässlichkeit. Ich führte auch an, daß sich diese Wirkung für Pontelagoscuro mit 1.29 m annähernd bestimmen lasse.

Das zweite Glied, der Senkungsmodul, ist eine nackte Zahl, bei der es nichts zu berechnen gibt, sondern die nur einer genauen und verlässlichen Feststellung betreffs jeder Schwemmlandebene mittels Beobachtungen harret. Für Pontelagoscuro lässt sie sich mit 0.14, d. i. 0.21 m für 150 Jahre annehmen, ohne viel irre zu gehen.

Diese beiden Glieder geben also zusammen 1.50 m*) gegenüber 1.95 m der wirklich geschehenen Vergrößerung der Hochwasserstände. Wir haben somit noch eine Differenz von 0.45 m, die auf Rechnung der anderen drei Formelglieder zu setzen sein wird, wobei speziell hinsichtlich des letzten Gliedes zu bemerken ist, daß der Strom selbst in den Jahren 1777, 1807 und 1810 zwei Sprünge oder Geradföhrungen 143, bzw. 214 km oberhalb Pontelagoscuro mit einer summarischen Laufkürzung von ca. 17 km ausgeführt hat, welche so wie viele andere, unbedeutendere Laufänderungen bei Pontelagoscuro noch eine fühlbare Aenderung in der Höhenlage des Profils hervorbringen mussten.

Die angeführte Differenz von 0.45 m — möge dieselbe auch ihre Fehlergrenze nicht gar eng haben — ist vergleichsweise ein geringer Werth und zeigt, da überdies,

*) Wir schätzten übrigens bei Besprechung der Veränderung der Hochwassermengen aus dem Steigen der maximalsten und minimalsten Stände das Steigen der Sohle in Bezug auf das Pegelnull mit ca. 1.0 m pro Jahrhundert, was für 150 Jahre übereinstimmend 1.50 m entspricht.

wie eben bemerkt, noch der Einfluß von Aenderungen in der Horizontalgestaltung darinnen steckt, daß wenigstens speziell beim Po das fort sich erneuernde Bedürfnis, die Dämme zu erhöhen, nur zu einem ganz geringen Theile in der Entblößung der Quellgebirge gesucht zu werden braucht, die übrigens auch, wegen der von den großen Zuflüssen zu passirenden Seen, beim Po von geringerer direkter Wirkung ist. Wenn man in der Zukunft das zweite Glied verlässlich kennen und den Einfluß des ersten und letzten Gliedes mit hinreichender Genauigkeit zu bestimmen vermögen wird, und wenn man einen Theil der Aufmerksamkeit, die man jetzt fast ausschließlich der Notirung der Wasserstände widmet, auch den Veränderungen der Sohlenhöhe zuwenden wird, so daß auch die Formel für letztere zur Mitbenützung gelangen kann, so werden sich auch das dritte und vierte Glied in ihrem Einflusse von einander trennen und einzeln bestimmen lassen.

Die Formelschemata geben aber auch in ihrer vorläufigen Skeletgestalt ein übersichtliches Bild über die Gesamtheit der Ursachen, von welchen das Bedürfnis, bestehende Deiche

immer wieder erhöhen zu müssen, hervorgerufen sein kann. Sie zeigen, wie wenig die viel gehörte Phrase besagen will, daß der oder jener Strom „infolge seiner Eindeichung fort und fort sein Bett erhöhe“, und daß man es vielmehr mit einem Probleme von sehr komplizirten Vorgängen zu thun hat. Sie trennen die Ursachen, welche säkular und vom Menschenwillen unabhängig unerbittlich fortwirken, von jenen, die dagegen eines steten Wechsels fähig sind und auf die der Mensch in verschiedenartiger Weise bewusst oder unbewusst Einfluß nimmt oder nehmen kann. Sie lassen damit erkennen, inwieweit und mit welchen prinzipiellen Mitteln dem Wachstume der relativen Ueberhöhung der Hochwasserspiegel entgegen zu arbeiten ist.

Insofern sie aber darthun, daß dem Vorgange der stetigen Erhebung der Hochwasserspiegel über die Mündungsniederungen niemals vollständig Einhalt gethan werden kann, ja daß man ihm nur in sehr beschränktem Maße entgegenzuwirken vermag, lassen sich daraus Lehren ziehen, die einer weiteren Abhandlung vorbehalten bleiben mögen.

Fig. 1. Ansicht.

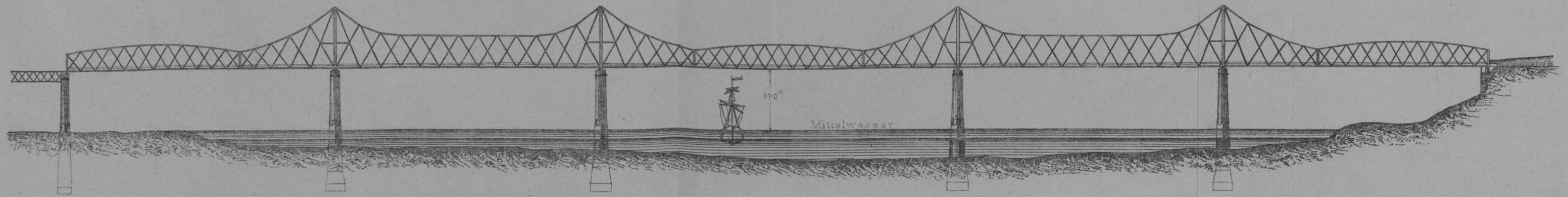


Fig.2. Grundrifs.

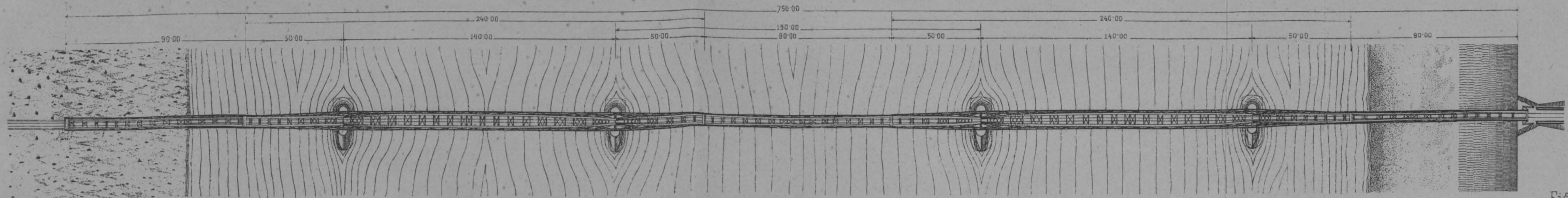


Fig 6. Querschnitt durch
die Mitte der Konsolenträger.

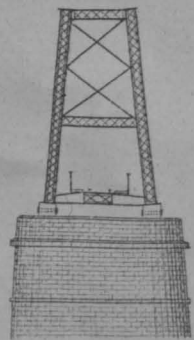


Fig. 7. Querschnitt durch
die Mittelständer.

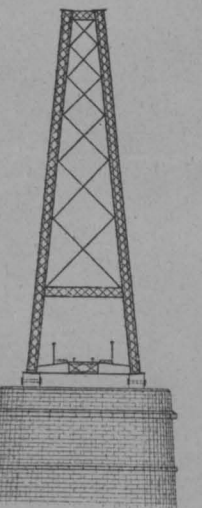


Fig.3. Form der Hauptträger.

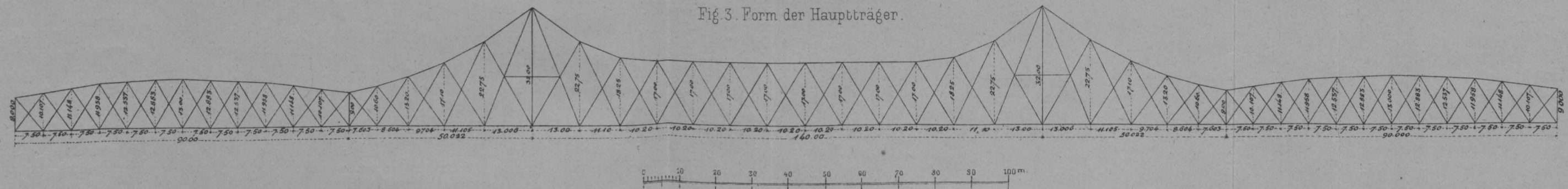


Fig.4 Situationsplan.

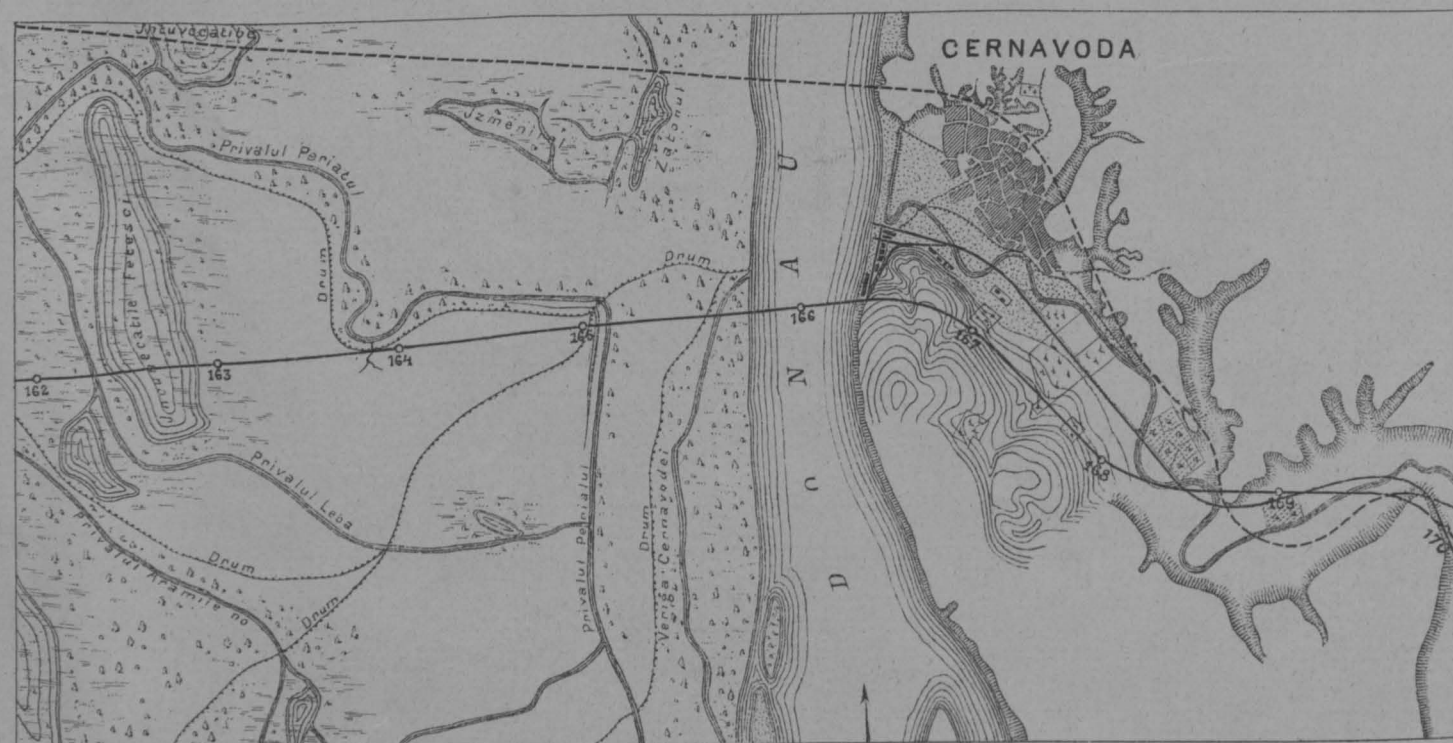
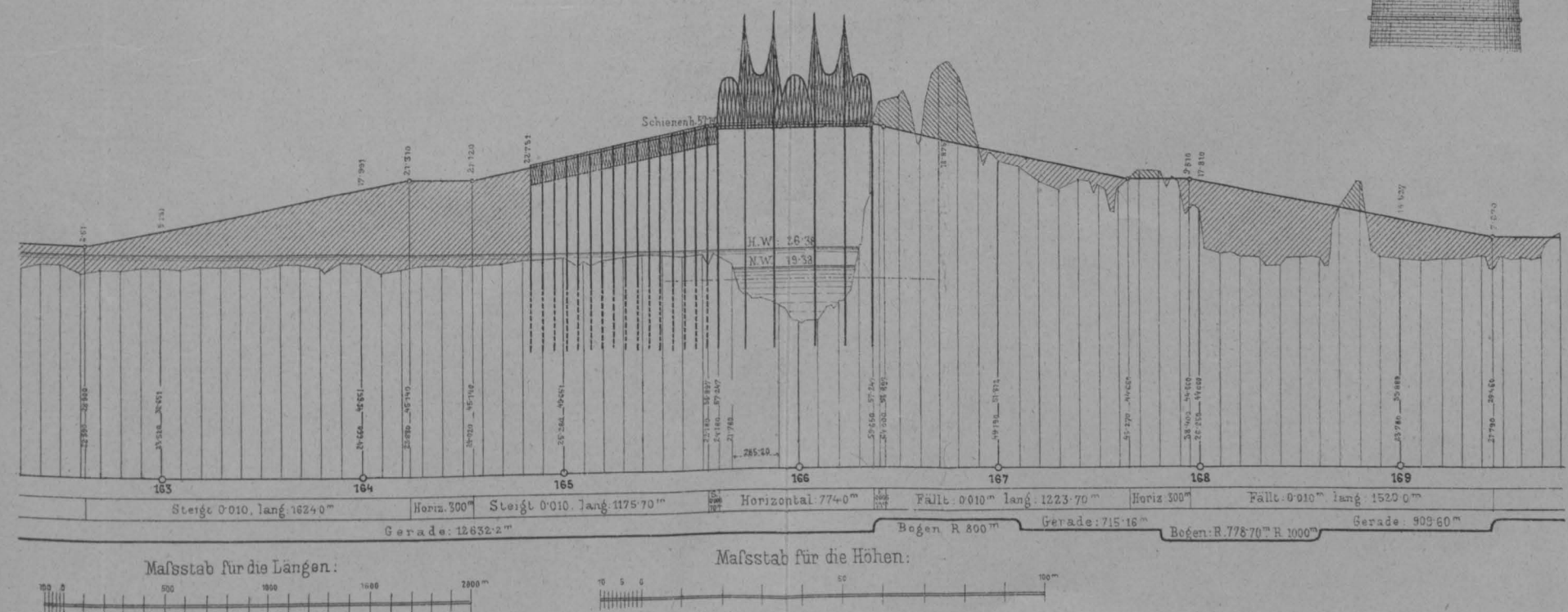


Fig. 5. Längenprofil.



Strom Pfeiler.

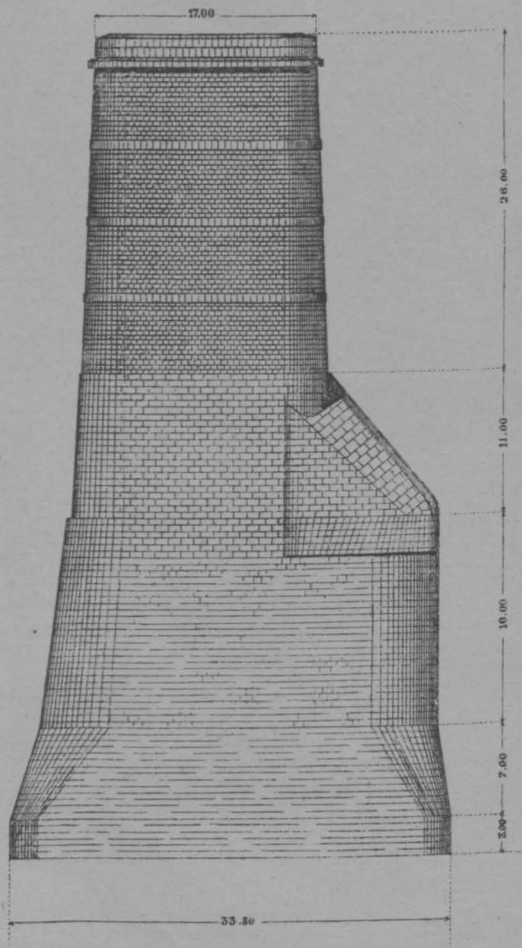
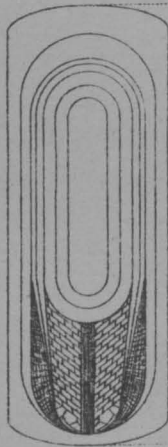
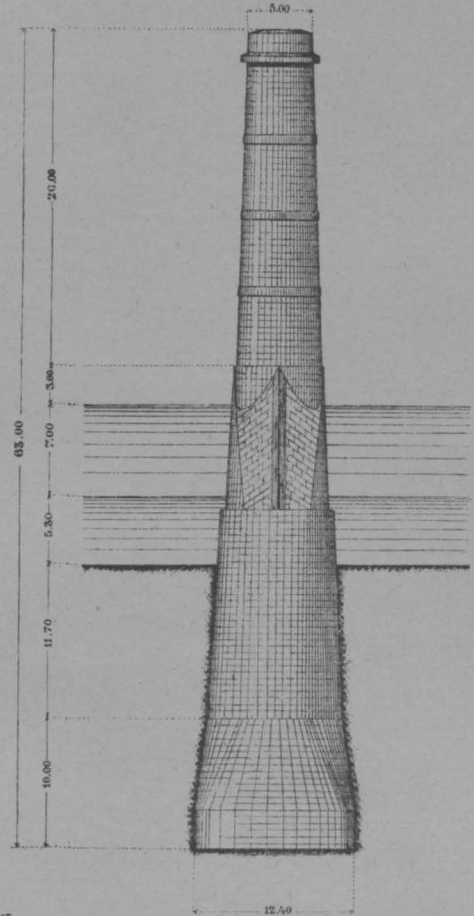
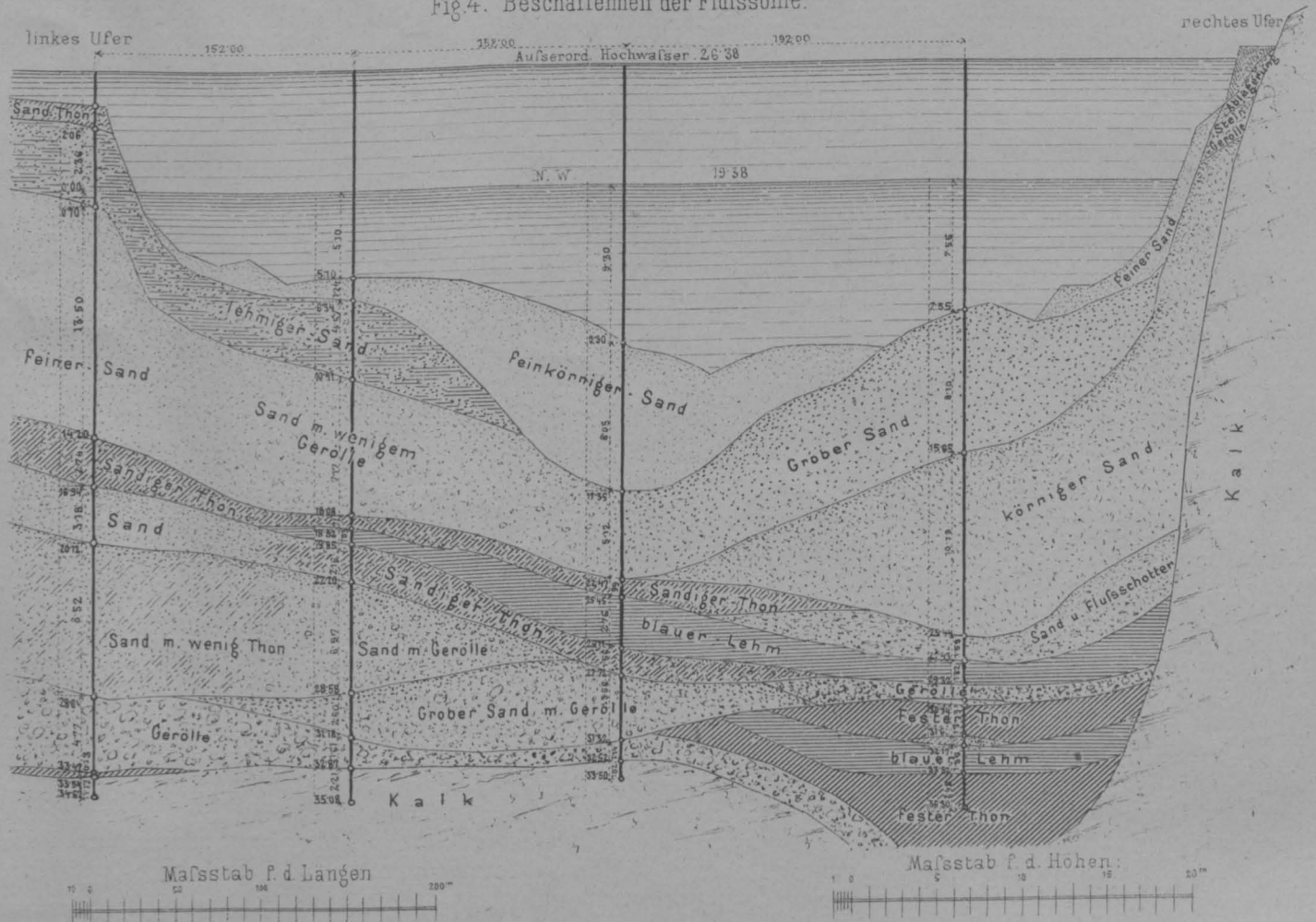
Fig 1
SeitenansichtFig 3.
DraufsichtFig 2.
Vorderansicht

Fig 4. Beschaffenheit der Flusssohle.



Knotenpunkt-Details.

Fig.1. Knotenpunkt 1

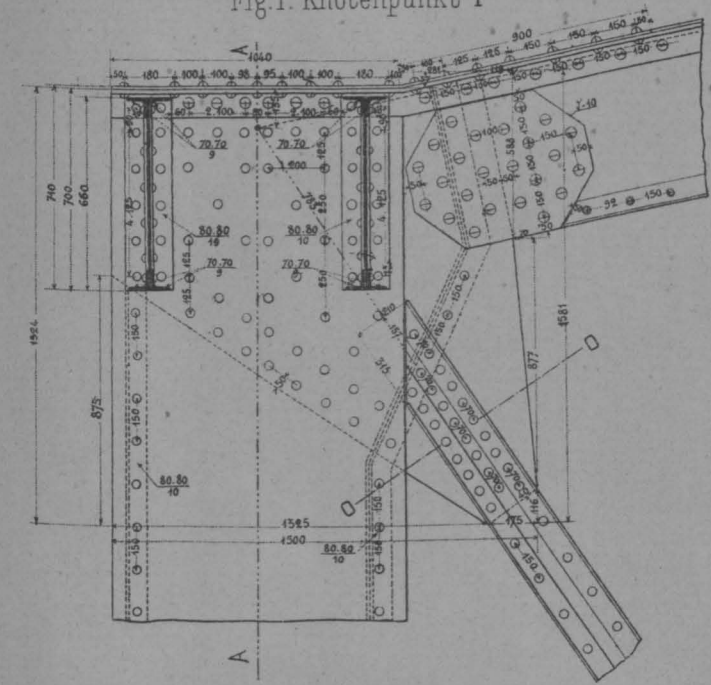


Fig.2. Schnitt AA.

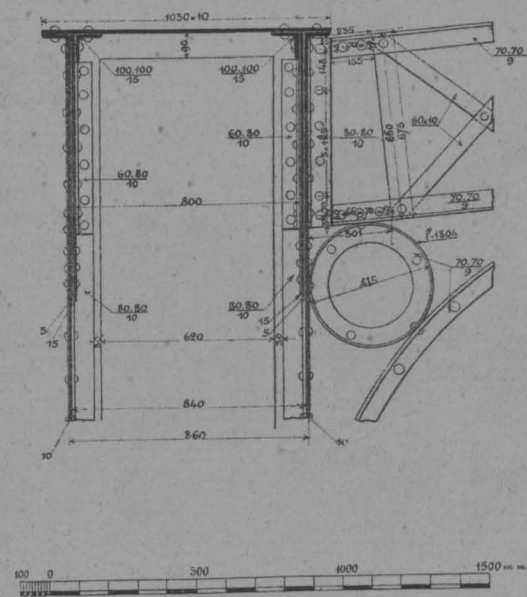


Fig. 11. Knotenpunkt 6.

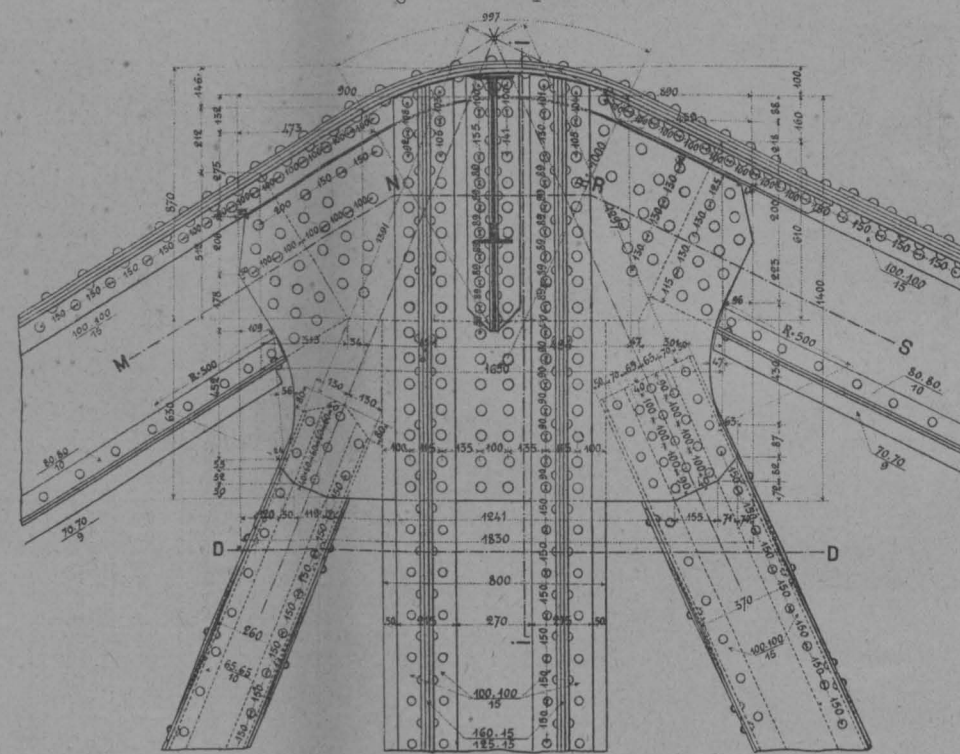


Fig.14 Schnitt HH.

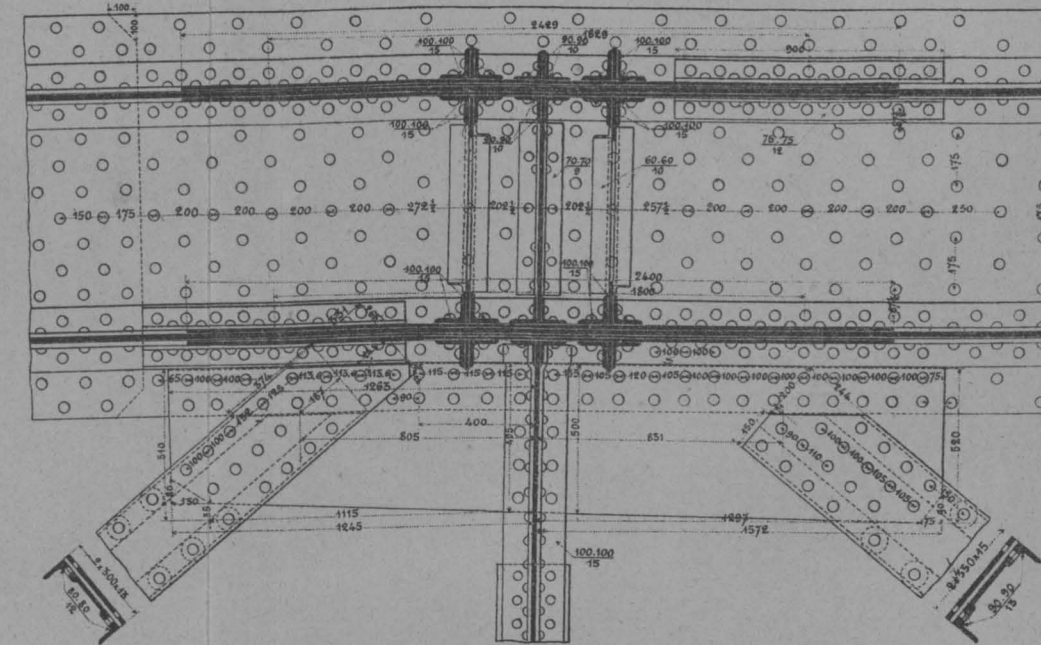


Fig.3.Knotenpunkt 2.

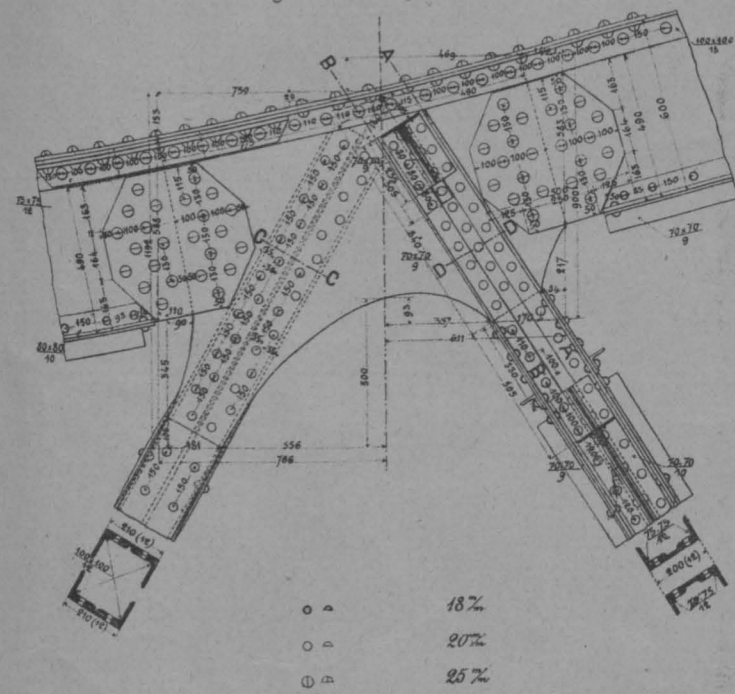


Fig. 4.
Schnitt BB. Schnitt AA.

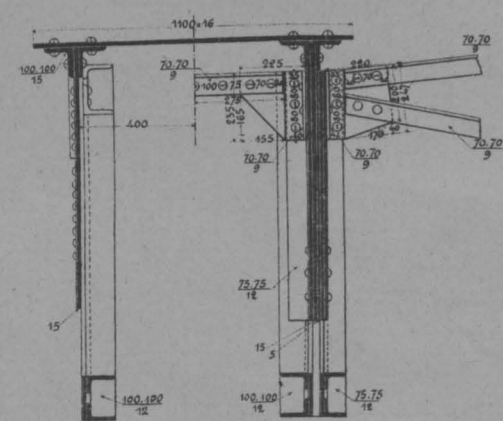


Fig. 11-16. Oberer und unterer Knotenpunkt 6.
(Mittelständer)

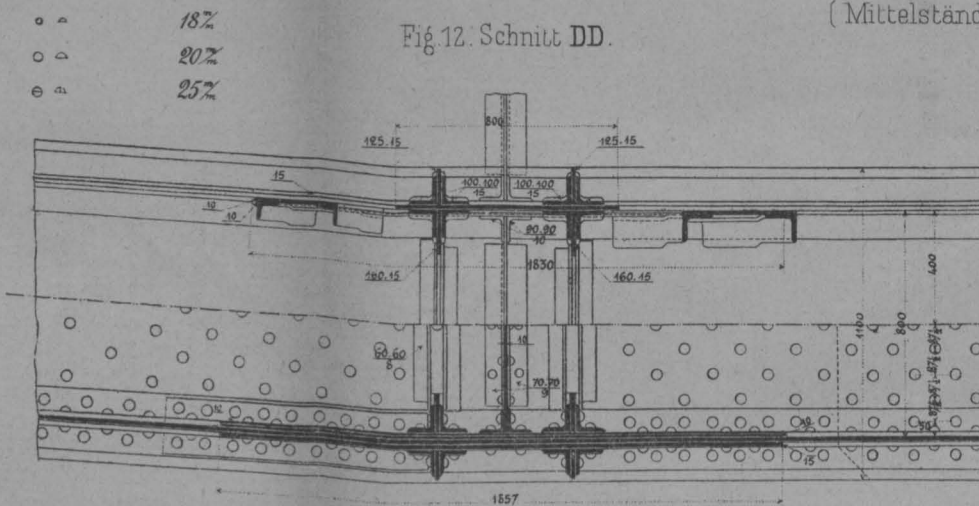


Fig. 12. Schnitt DD.

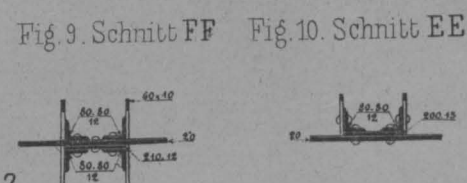


Fig. 9. Schnitt FF Fig. 10. Schnitt EE

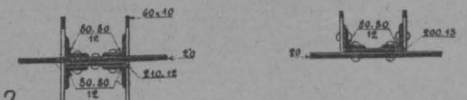


Fig.3-10. Oberer und unterer Knotenpunkt 2.

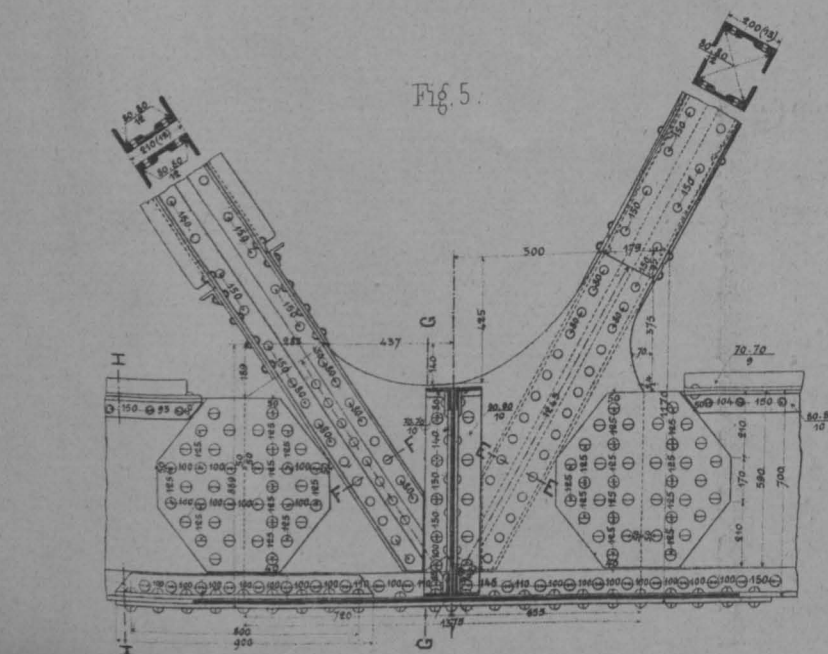


Fig. 6.
Schnitt HH. Schnitt GG.

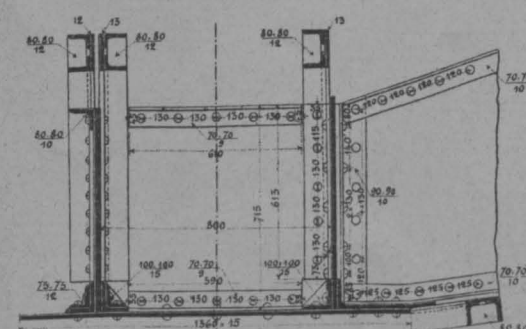


Fig. 7. Schnitt DD Fig. 8. Schnitt. CC

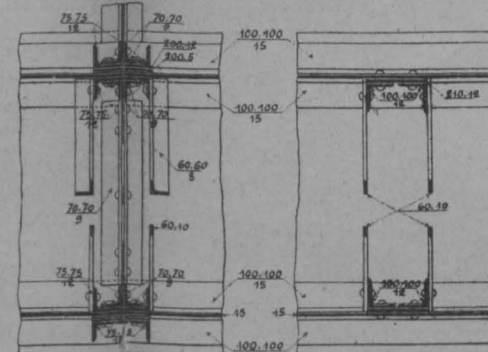


Fig. 13. Schnitt JJ.

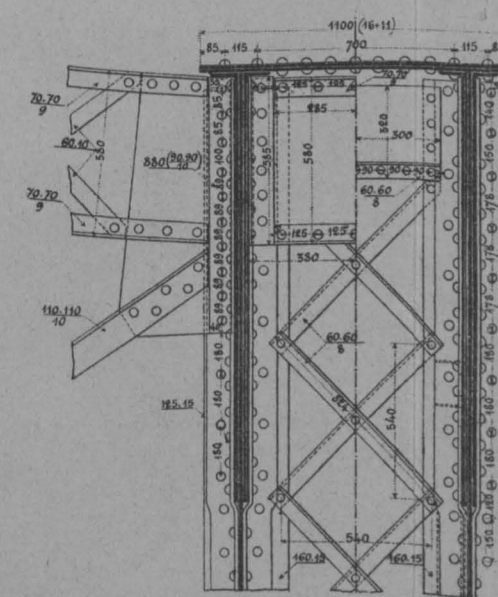
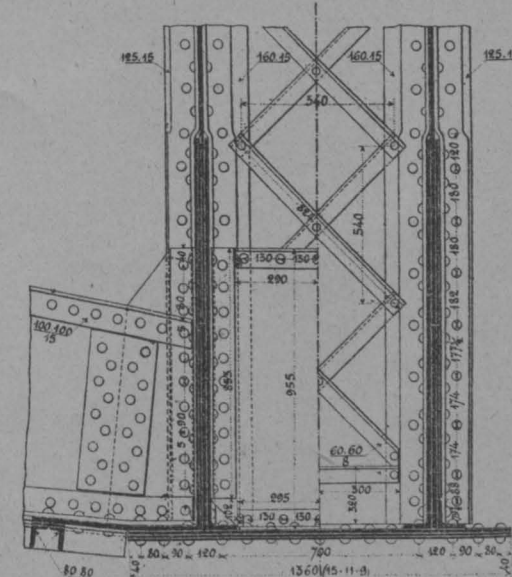
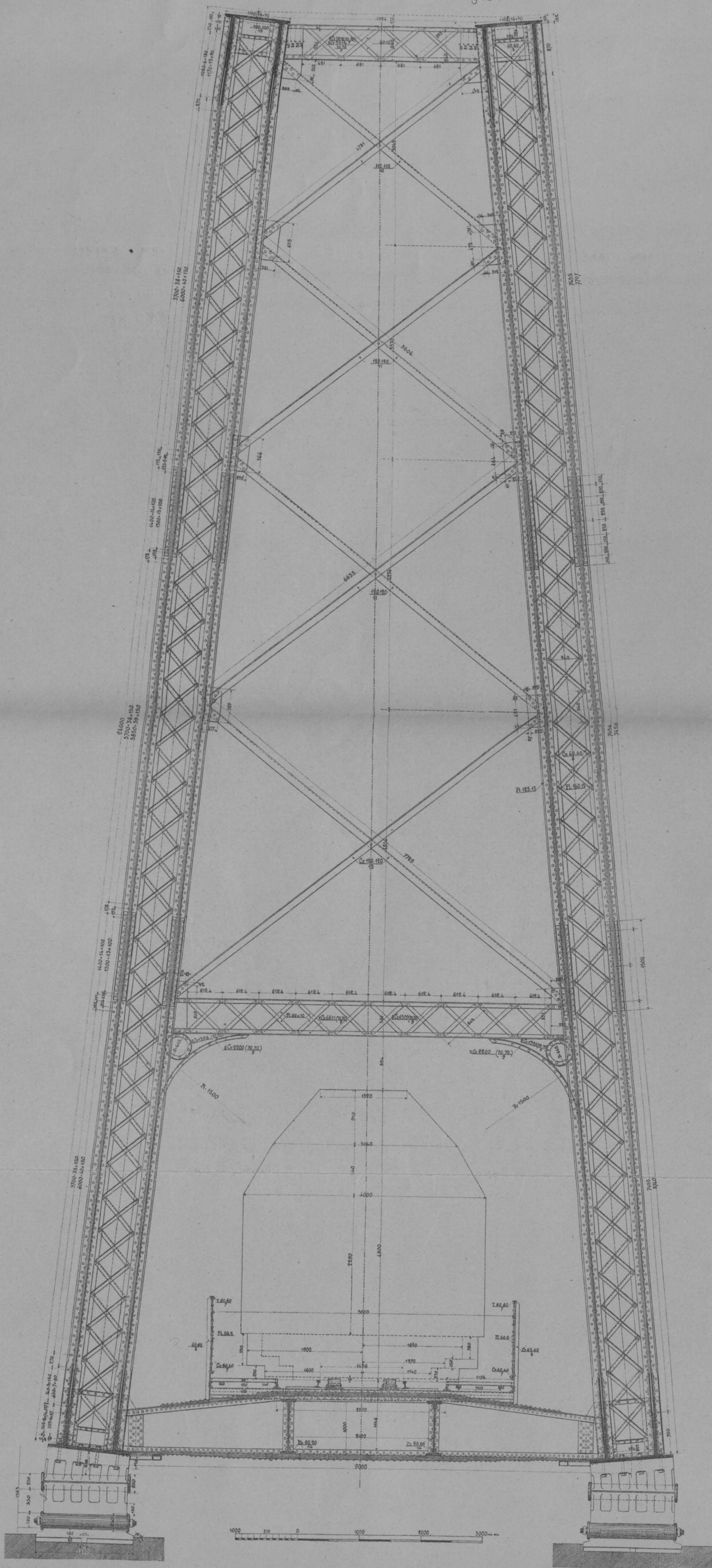


Fig. 16. Schnitt. PP.



Querschnitt durch die Konsolträger.



ZUM AFSATZE: ÜBER DIE URSACHEN DER STETIG NOTHWENDIGEN DEIGHERHÖHUNG IM UNTERLAUFE DER FLÜSSE.

Taf. V.

Fig. 1b

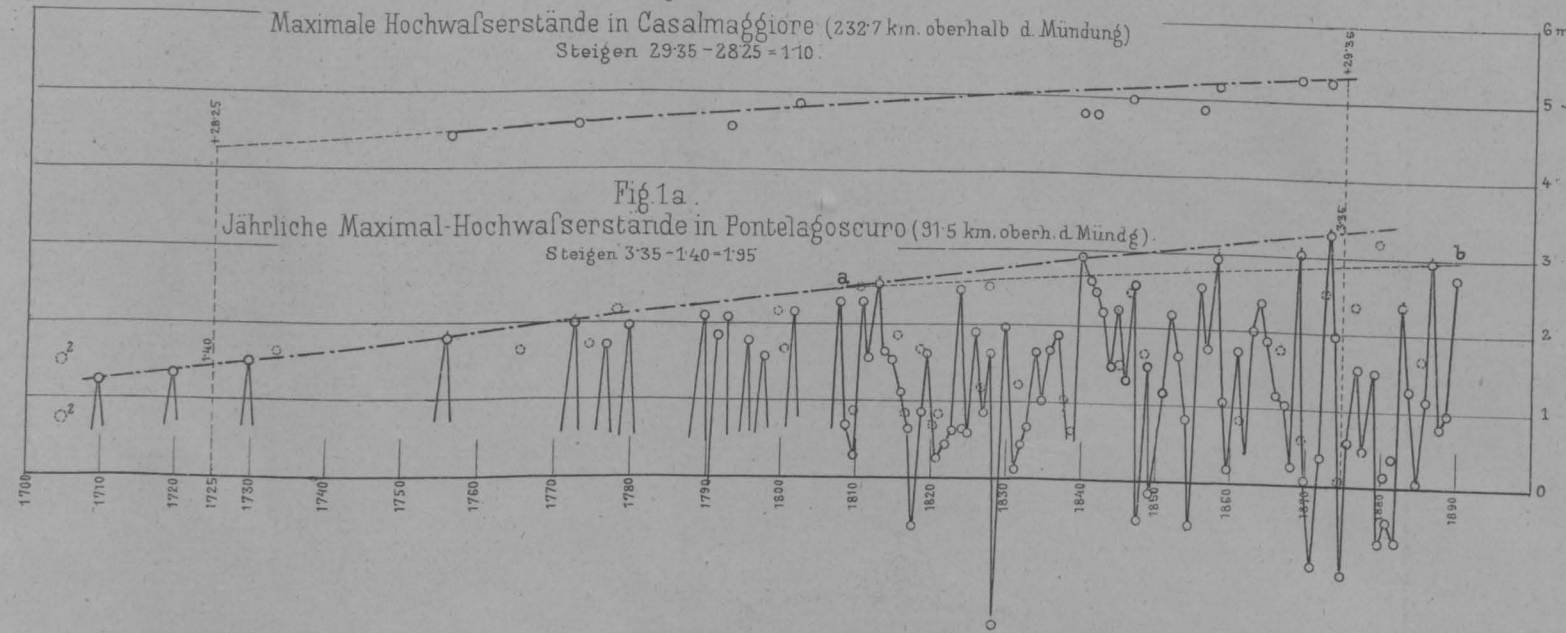


Fig. 5.

Längsprofil des untern Po
Maßstab für die Längen: 1:1000000.
Höhen: 1:400.

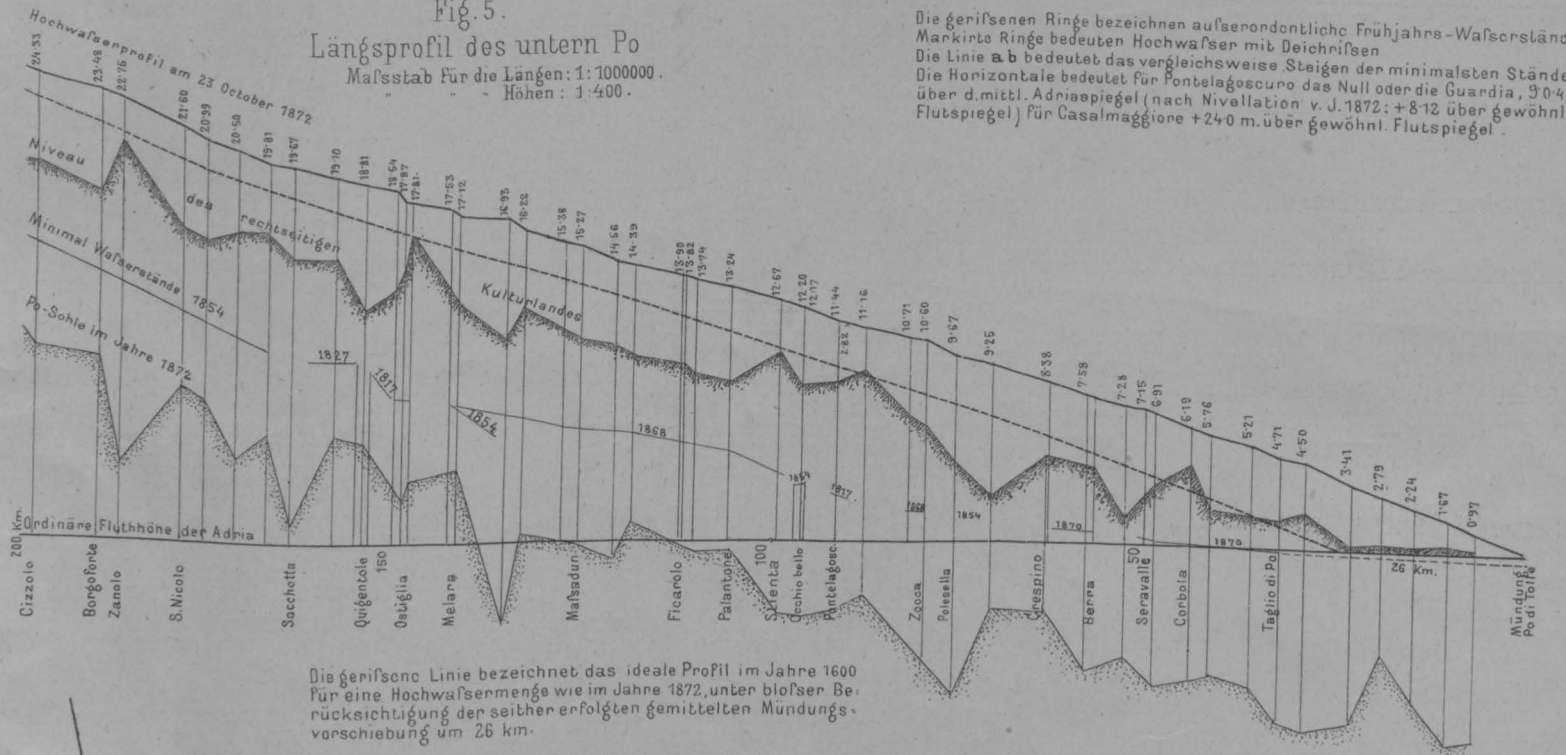


Fig. 3

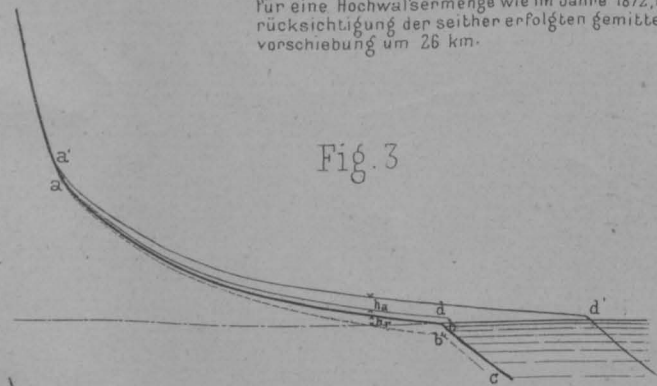


Fig. 4

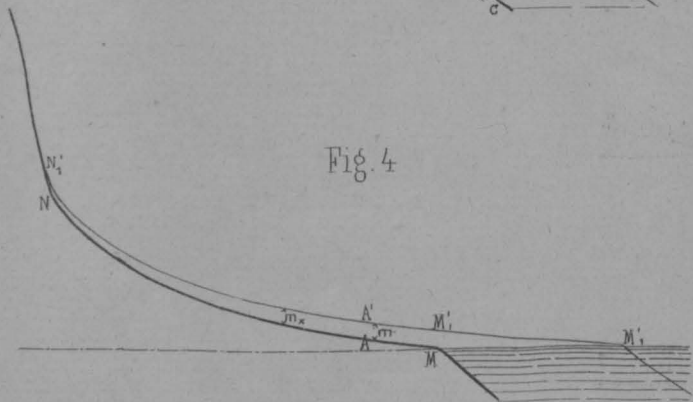


Fig. 6.

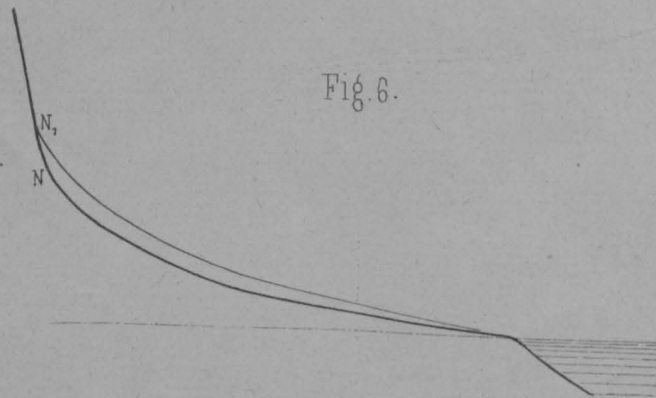
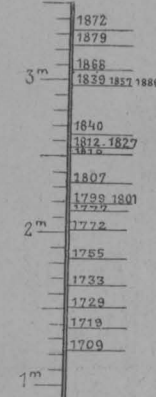


Fig. 2.

Padometer in Ferrara
Hochwasserstände
des Po bei Pontelagoscuro.



+8,12 m über Meeres-0 Spiegel.
Guardia oder Beginn der Dammwache.

+7,40 m Thorschwellen der Universität

+6,78 m Portalschwelle des Doms.

+5,33 m Thorschwellen des Diamantenpalastes

+5,54 m Pflaster des Corso Vitt. Emanuele

+4,68 m Schwelle der Kirche di Consolazione

Fig. 10.

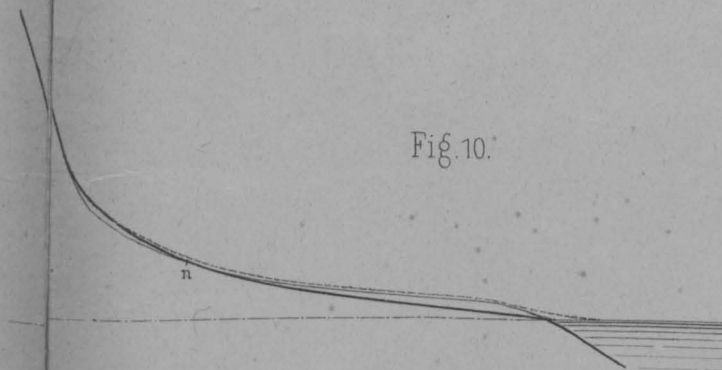


Fig. 7.

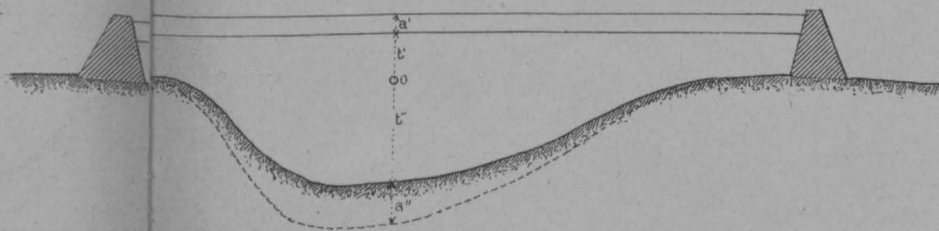


Fig. 8.

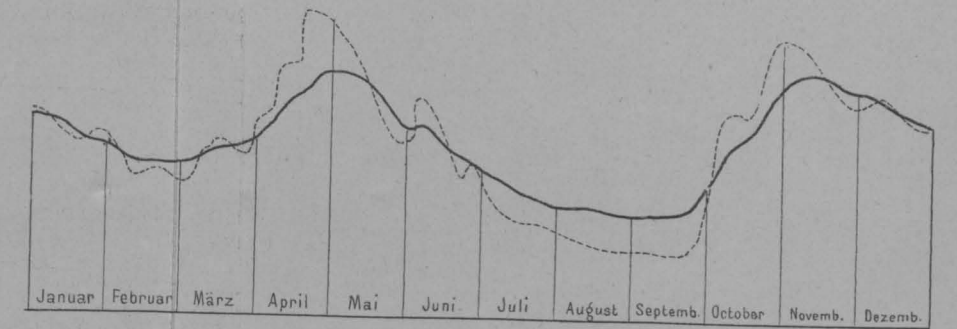


Fig. 9.

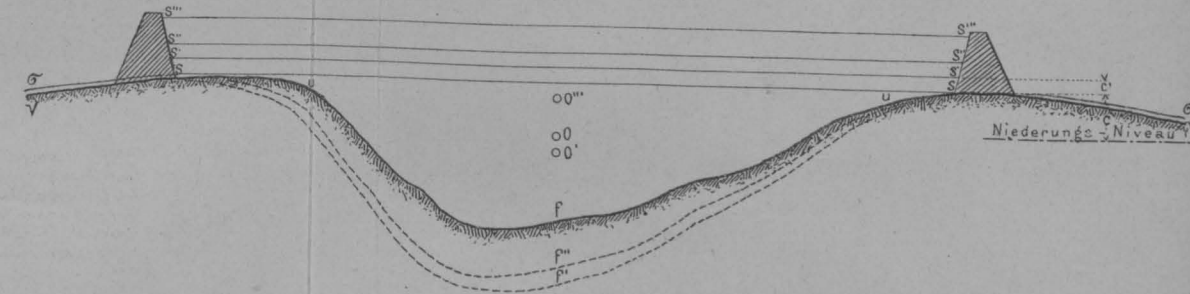


Fig. 11.

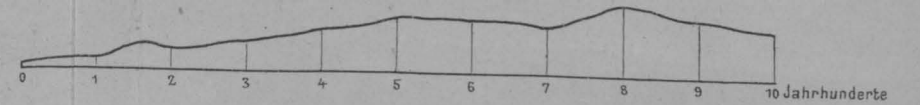


Fig. 12.

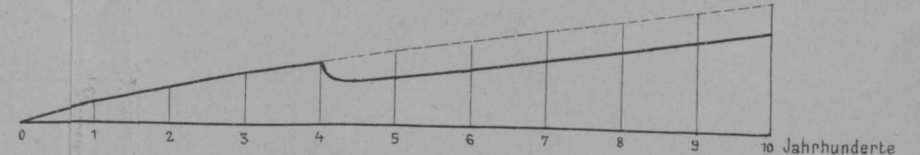


Fig. 13a.

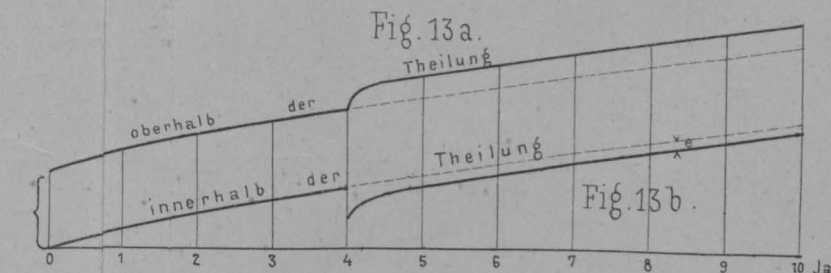


Fig. 13b.

Fig. 14a.

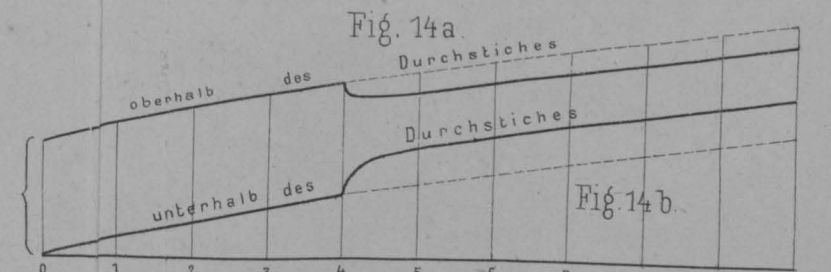


Fig. 14b.

Fig. 15.

